

SKRIPSI

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH
DENGAN PONDASI SUMURAN PADA BANGUNAN RUKO
PROYEK PUNCAK *CENTRAL BUSINESS DISTRICT* SURABAYA**



**Disusun Oleh :
NURUL LATIFATUL LAILIA
13.21.120**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2017**

LEMBAR PERSETUJUAN

SKRIPSI

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH
DENGAN PONDASI SUMURAN PADA BANGUNAN RUKO
PROYEK PUNCAK *CENTRAL BUSINESS DISTRICT* SURABAYA**

*Disusun Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil
Institut Teknologi Nasional Malang*

Disusun Oleh :

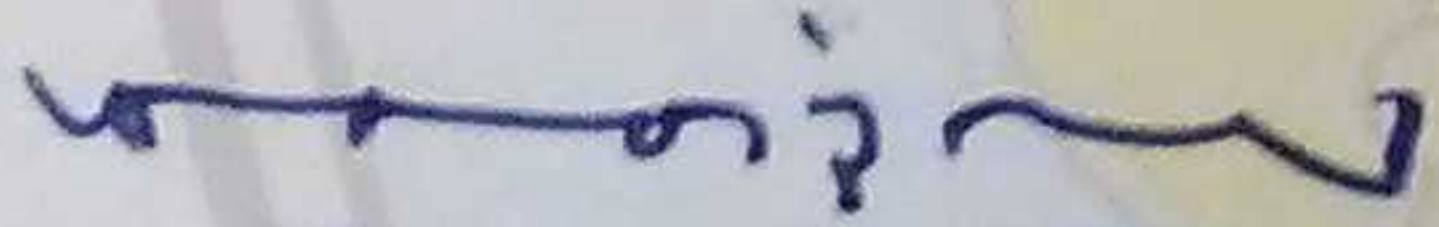
Nurul Latifatul Lailia

13.21.120

Disetujui Oleh :

Dosen Pembimbing 1

Dosen Pembimbing 2



Ir. H. Sudirman Indra, M.Sc



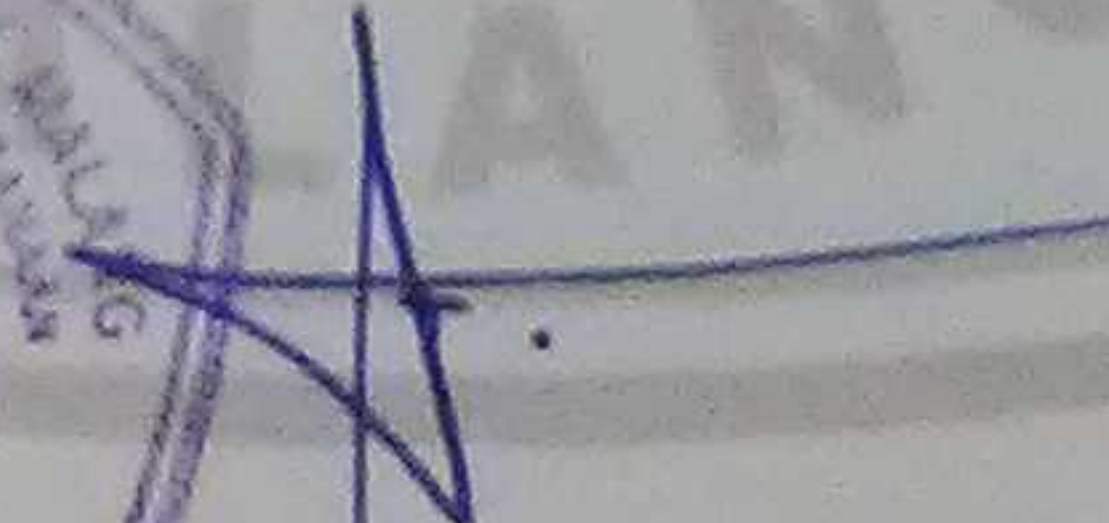
Moh. Erfan, ST., MT.

Malang, 29 Maret 2017

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1

Institut Teknologi Nasional Malang



Ir. A. Agus Santosa, MT

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2017

LEMBAR PENGESAHAN
SKRIPSI

STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH
DENGAN PONDASI SUMURAN PADA BANGUNAN RUKO
PROYEK PUNCAK CENTRAL BUSINESS DISTRICT SURABAYA

Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang Strata Satu (S-1)

Pada hari : Rabu

Tanggal : 29 Maret 2017

Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan

Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil S-1

Disusun Oleh :

Nurul Latifatul Lailia

13.21.120

Disahkan Oleh :

Sekretaris

(Ir. Munasih, MT)

29/3/2017

Ketua

(Ir. A. Agus Santosa, MT)

Dosen Penguji I

(Ir. A. Agus Santosa, MT)

Dosen Penguji II

(Ir. Ester Priskasari, MT)

Anggota Penguji :

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

2017

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Nurul Latifatul Lailia

NIM : 13.21.120

Program Studi : Teknik Sipil S-1

Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan

Institusi : Institut Teknologi Nasional Malang

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

“STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN PONDASI SUMURAN PADA BANGUNAN RUKO PROYEK *CENTRAL BUSINESS DISTRICT* SURABAYA”. adalah benar-benar merupakan hasil karya saya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur hasil karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya dan tercantum dalam daftar pustaka.

Apabila dikemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan skripsi ini hasil duplikasi atau mengambil karya tulis dan pemikiran orang lain, maka saya bersedia menerima sanksi atas perbuatan tersebut.

Malang, 29 Maret 2017

Yang membuat pernyataan



Nurul Latifatul Lailia

NIM : 13. 21. 120

“Studi Perencanaan Struktur Bawah Dengan Pondasi Sumuran Pada Bangunan Ruko Proyek Puncak Central Business District Surabaya”, Nurul Latifatul Lailia, Pembimbing I : Ir. Sudirman Indra M.Sc ; Pembimbing II : Moh. Erfan, St., MT. Program Studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

ABSTRAKSI

Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi memindahkan beban struktur atas ke dalam tanah yang kuat mendukungnya. Dalam perencanaan pondasi sumuran harus mampu menjaga kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban-beban berguna dan gaya-gaya luar yang bekerja seperti beban angin, beban gempa. Dalam penyusunan skripsi ini akan direncanakan dimensi, daya dukung, tulangan pilecap dan tulangan pondasi.

Merencanakan ulang struktur pondasi tiang pancang menjadi pondasi sumuran pada bangunan ruko Proyek Puncak Business District 6 lantai (1 lantai basement, 4 lantai ruko, 1 lantai atap). Sedangkan tujuan dari perencanaan pondasi ini adalah merencanakan pondasi sumuran pada kedalaman 6 m. Data yang digunakan adalah data boring dan mendapatkan nilai SPT. Batasan lapisan tanah keras yang baik dapat digunakan $N > 30$ untuk lapisan untuk tanah non kohesif (pasir, kerikil).

Data yang digunakan menghitung truktur atas seperti dimensi balok, kolom, plat didapat dari proyek Puncak Central Business District Surabaya. Untuk mencari nilai beban vertikal menggunakan program etabs selanjutnya nilai tersebut digunakan untuk menghitung pondasi sumuran.

Dari hasil perhitungan didapat dimensi pondasi tipe A diameter luar =1m, diameter dalam = 0,6 m, untuk dimensi pondasi tipe B dan C diameter luar =0,8 m, diameter dalam = 0,4 m. Daya dukung dari pondasi tipe A yaitu 450,501 t, untuk pondasi tipe B dan C yaitu 343,810 t. Untuk penulangan pile cap tulangan tarik dan tekan sumbu x dan y sama, pada pondasi tipe A tulangan tekan=14D22-140, tarik=26D22-34, pada pondasi tipe B tulangan tekan=9D22-200, tarik=18D22-50, pada pondasi tipe B tulangan tekan=8D22-280, tarik=13D22-70. Untuk tulangan pondasi sumuran tipe A =24D22, tulangan sipral $\phi 10-90$, Untuk tulangan pondasi sumuran tipe B dan C =20D22, tulangan sipral $\phi 10-90$

Kata kunci : Pondasi Sumuran, Daya Dukung, Penulangan

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah S.W.T, karena berkat dan rahman-Nya sehingga penyusunan proposal skripsi dengan judul “*Studi Perencanaan Struktur Bawah dengan Pondasi Sumuran pada Bangunan Ruko Proyek Puncak Central Business District Surabaya*” dapat berjalan dengan baik. Pada kesempatan ini penyusun ingin mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian proposal skripsi ini, antara lain:

1. Bapak Dr. Ir. Lalu Mulyadi, MTA selaku Rektor Institut Teknologi Nasional Malang
2. Bapak Ir. Sudirman Indra, M.Sc selaku Dekan FTSP dan dosen pembimbing 1 Institut Teknologi Nasional Malang
3. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional Malang
4. Bapak Moh. Erfan., ST, MT. selaku dosen pembimbing II
5. Bapak Ir. Eding Iskak Imananto, MT. selaku dosen yang banyak memberi materi.

Penyusun menyadari bahwa dalam penyelesaian kripsi ini masih ada kekurangan. Untuk itu penyusun mengharapkan kritik dan saran yang bersifat membangun dan semoga laporan ini bermanfaat.

Malang, 19 Desember 2016

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL

LEMBAR PERSETUJUAN SKRIPSI

LEMBAR PENGESAHAN SKRIPSI

LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

ABSTRAKSI

KATA PENGANTAR.....i

DAFTAR ISI.....ii

DAFTAR GAMBAR.....vii

DAFTAR TABELxi

DAFTAR GRAFIK xviii

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang 1

1.2 Identifikasi Masalah 2

1.3 Rumusan Masalah 3

1.4 Maksud dan Tujuan..... 4

1.5 Batasan Masalah..... 3

BAB II KAJIAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum Pondasi..... 5

2.1.1 Pengetian Pondasi 5

2.1.2 Klasifikasi Pondasi 6

2.2 Pondasi Sumuran..... 11

2.2.1 Macam-Macam Pondasi Sumuran..... 12

2.2.2 Alasan Digunakannya Pondasi Sumuran Dalam Konstruksi	15
2.2.3 Penyelidikan Tanah	16
2.2.4 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Sumuran.....	17
2.2.4.1. Perhitungan Daya Dukung Aksial.....	17
2.2.4.2. Perhitungan Daya Dukung Lateral	22
2.2.5 Perencanaan Tulangan Pondasi Sumuran.....	24
2.2.5.1 Perencanaan Tulangan Pile Cap Pondasi Sumuran.....	24
2.2.5.2 Perencanaan Tulangan Tiang Pondasi Sumuran	26
2.2.5.3 Perencanaan Tulangan Spiral Pondasi Sumuran.....	27
2.2.6. Pembebanan.....	30
2.2.6.1 Beban Mati	27
2.2.7.2 Beban Hidup.....	30
2.2.7.3 Beban Gempa	30
2.3 Urutan Perencanaan	44
2.3.1 Data Perencanaan.....	45
2.3.2 Bagan Alir.....	46
 BAB III ANALISA DATA PERENCANAAN	
3.1 Data-data Perencanaan	47
3.1.1 Data Bangunan.....	47
3.1.2 Data Material	47
3.2 Perhitungan Pembebanan	49
3.2.1. Perhitungan Beban Kolom	49
3.2.2. Perhitungan Beban Plat	

4.2.1.2.2. Perhitungan Penulangan Spiral Pondasi Sumuran	
Tipe A	193
4.2.2. Perencanaan Pondasi Sumuran Tipe B	196
4.2.2.1. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Sumuran Tipe B	196
4.2.2.1.1. Perhitungan Daya Dukung Aksial	196
4.2.2.1.2. Perhitungan Daya Dukung Lateral	198
4.2.2.2. Perhitungan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe B	204
4.2.2.2.1. Perhitungan Penulangan Pokok Pondasi Sumuran	
Tipe B	204
4.2.2.2.2. Perhitungan Penulangan Spiral Pondasi Sumuran	
Tipe B	214
4.2.3. Perencanaan Pondasi Sumuran Tipe C	217
4.2.3.1. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Sumuran Tipe C	217
4.2.3.1.1. Perhitungan Daya Dukung Aksial	217
4.2.3.1.2. Perhitungan Daya Dukung Lateral	219
4.2.3.2. Perhitungan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe C	225
4.2.3.2.1. Perhitungan Penulangan Pokok Pondasi Sumuran	
Tipe C	225
4.2.3.2.2. Perhitungan Penulangan Spiral Pondasi Sumuran	
Tipe C	235

BAB V KESIMPULAN

5.1 Hasil Analisa	237
-------------------------	-----

5.2 Kesimpulan	238
5.3 Saran.....	239

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Gambar Pondasi Pasangan Batu Kali.....	7
Gambar 2.2 Gambar Pondasi Telapak	7
Gambar 2.3 Gambar Pondasi Raft	8
Gambar 2.4 Gambar Pondasi Tiang Pancang	10
Gambar 2.5 Gambar Pondasi Tiang Bor	11
Gambar 2.6 Gambar Pondasi Sumuran	11
Gambar 2.7 Gambar Pondasi Sumuran	12
Gambar 2.8 Gambar Proses Pondasi Sumuran Tanpa Casing	13
Gambar 2.9 Gambar Proses Pondasi Sumuran dengan Casing Diangkat	14
Gambar 2.10 Gambar Proses Pondasi Sumuran dengan Casing tidak Diangkat ..	14
Gambar 2.11 Gambar Proses Pondasi Sumuran Tertutup.....	15
Gambar 2.12 Gambar Prosedur pengujian SPT	17
Gambar 2.13 Gambar Hubungan $\mu/B^4 \cdot \gamma \cdot K_p$ dan $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$	23
Gambar 2.14 Peta Parameter Batuan Dasar Pada Perioda 0,2 dtk (MCER, SS)...	36
Gambar 2.15 Peta Parameter Batuan Dasar Pada Perioda 1 dtk (MCER, S1).....	37

Gambar 2.16 Gambar Spektrum Respon Desain	40
Gambar 2.17 Gambar Perhitungan Geser Dasar Seismik	45
Gambar 3.1 Gambar Perhitungan Perataan Beban Tipe a	52
Gambar 3.2 Gambar Perhitungan Perataan Beban Tipe e	53
Gambar 3.3 Gambar Berat Struktur untuk Perhitungan Beban Gempa.....	105
Gambar 3.4 Gambar Nilai Parameter Percepatan Gempa.....	135
Gambar 4.1 Gambar Rencana Kedalaman Pondasi Sumuran.....	157
Gambar 4.2 Gambar Grafik Hubungan Kohesi dan Nilai SPT	159
Gambar 4.3 Gambar Pondasi Sumuran yang Menerima Gaya Eksentrisitas	
Tipe A	171
Gambar 4.4 Gambar Momen Yang Terjadi Akibat Reaksi Tiang Pada Pondasi	
Tipe A	172
Gambar 4.5 Gambar Kontrol Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe A.....	174
Gambar 4.6 Gambar Kontrol Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe A	176
Gambar 4.7 Gambar Penampang Tulangan Tiang Pondasi Tipe A.....	180

Gambar 4.8 Gambar Penampang Ekuivalen dan Jumlah Baris Tulangan Tiang

Pondasi Tipe A.....	181
---------------------	-----

Gambar 4.9 Gambar Gaya yang Bekerja Pada Kondisi Seimbang Tulangan Tiang

Pondasi Tipe A.....	183
---------------------	-----

Gambar 4.10 Gambar Gaya yang Bekerja Pada Kondisi Seimbang dengan 1,25 fy

Tulangan Tiang Pondasi Tipe A	184
-------------------------------------	-----

Gambar 4.11 Gambar Gaya yang Bekerja Pada Kondisi Patah Desak Tulangan

Tiang Pondasi Tipe A	186
----------------------------	-----

Gambar 4.12 Gambar Gaya yang Bekerja Pada Kondisi Patah Tarik Tulangan

Tiang Pondasi Tipe A	188
----------------------------	-----

Gambar 4.13 Gambar Gaya yang Bekerja Pada Kondisi Lentur Murni Tulangan

Tiang Pondasi Tipe A	190
----------------------------	-----

Gambar 4.14 Gambar Pondasi Sumuran yang Menerima Gaya Eksentrisitas

Tipe B	204
--------------	-----

Gambar 4.15 Gambar Momen Yang Terjadi Akibat Reaksi Tiang Pada Pondasi

Tipe B	205
--------------	-----

Gambar 4.16 Gambar Kontrol Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe B.....207

Gambar 4.17 Gambar Kontrol Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe B.....209

Gambar 4.18 Gambar Pondasi Sumuran yang Menerima Gaya Eksentrisitas

Tipe C225

Gambar 4.19 Gambar Momen Yang Terjadi Akibat Reaksi Tiang Pada Pondasi

Tipe C226

Gambar 4.20 Gambar Kontrol Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe C.....228

Gambar 4.21 Gambar Kontrol Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe C.....230

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Tabel Korelasi Nilai SPT dengan Berat Jenis	19
Tabel 2.2 Tabel Korelasi Nilai SPT, Tahanan Konus q_c dan ϕ	20
Tabel 2.3 Tabel Hubungan ϕ dengan N_c , N_q , N_γ	20
Tabel 2.4 Tabel Faktor Keamanan	21
Tabel 2.5 Kriteria Jenis Perilaku Tiang Pondasi	23
Tabel 2.6 Tabel Ketebalan Selimut Beton Menurut SNI 2847:2013	27
Tabel 2.7 Tabel Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa	33
Tabel 2.8 Tabel Faktor Keamanan Gempa	34
Tabel 2.9 Tabel Koefisien Situs (F_a)	37
Tabel 2.10 Tabel Koefisien Situs (F_v)	38
Tabel 2.11 Tabel Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek.....	42
Tabel 2.12 Tabel Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 Detik	42

Tabel 2.13 Tabel Koefisien Untuk Batas Atas Pada Perioda yang Dihitung.....	42
Tabel 2.14 Tabel Nilai Parameter Perioda Pendektana C_t dan x	42
Tabel 3.1 Tabel Dimensi Balok, Kolom, dan Plat	49
Tabel 3.2 Tabel Perhitungan Perataan Beban	53
Tabel 3.3 Beban Balok Memanjang Lantai Basement.....	64
Tabel 3.4 Beban Balok Memanjang Lantai 1.....	65
Tabel 3.5 Beban Balok Memanjang Lantai 2 dan 3.....	66
Tabel 3.6 Beban Balok Memanjang Lantai 4.....	67
Tabel 3.7 Beban Balok Memanjang Lantai Atap.....	68
Tabel 3.8 Tabel Beban Hidup Balok Memanjang.....	69
Tabel 3.9 Beban Balok Melintang Lantai Basement	97
Tabel 3.10 Beban Balok Melintang Lantai 1	98
Tabel 3.11 Beban Balok Melintang Lantai 2 dan 3	99
Tabel 3.12 Beban Balok Melintang Lantai 4	100
Tabel 3.13 Beban Balok Melintang Lantai Atap	101
Tabel 3.14 Tabel Beban Hidup Balok Melintang	102

Tabel 3.15 Tabel Total Beban Mati Atap.....	109
Tabel 3.16 Tabel Total Beban Mati Lantai 4	114
Tabel 3.17 Tabel Total Beban Mati Lantai 3	120
Tabel 3.18 Tabel Total Beban Mati Lantai 2	126
Tabel 3.19 Tabel Total Beban Mati Lantai 1	131
Tabel 3.20 Total Berat Beban Seluruh Lantai.....	132
Tabel 3.21 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa	133
Tabel 3.22 Tabel Faktor Keutamaan Gempa	134
Tabel 3.23 Tabel Klasifikasi Kelas Situs Tanah	136
Tabel 3.24 Tabel Koefisien Situs Fa	137
Tabel 3.25 Tabel Koefisien Situs Fv	138
Tabel 3.26 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode pendek.....	140
Tabel 3.27 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik	140

Tabel 3.28 Tabel Nilai S_a untuk $T < T_0$	141
Tabel 3.29 Tabel Nilai S_a untuk $T_s < T < 1.0$	142
Tabel 3.30 Tabel Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yg Dihitung.....	143
Tabel 3.31 Tabel Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	145
Tabel 3.32 Tabel Faktor Distribusi Vertikal	148
Tabel 3.33 Tabel Gaya Gempa Lateral Per Lantai.....	149
Tabel 3.34 Tabel Pusat Massa Bangunan dari ETABS	150
Tabel 3.35 Tabel Eksentrisitas Bangunan.....	154
Tabel 3.36 Tabel Nilai E_d Bangunan.....	154
Tabel 3.37 Tabel Koordinat Pusat Massa Bangunan ($e_d = 1,5e + 0,05b$)	155
Tabel 3.38 Tabel Koordinat Pusat Massa Bangunan ($e_d = e - 0,05b$)	155
Tabel 4.1 Tabel Korelasi Nilai SPT dengan Nilai q_c	156
Tabel 4.2 Tabel Hasil Data ETABS.....	158
Tabel 4.3 Tabel Hubungan Berat Jenis (γ) dan Nilai SPT	160
Tabel 4.4 Tabel Hubungan Kohesi dan Nilai SPT	161
Tabel 4.5 Tabel Hubungan ϕ dengan N_c , N_q , N_γ	162

Tabel 4.6 Nilai NSPT di Sepanjang Tiang Pondasi Tipe A.....	165
Tabel 4.7 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir dengan Nilai SPT di Sepanjang Tiang Pondasi Tipe A	166
Tabel 4.8 Tabel Korelasi Nilai SPT dengan Berat Jenis di Sepanjang Tiang Pondasi Tipe A	168
Tabel 4.9 Korelasi Nilai SPT dengan Dr, qc, dan ϕ di Sepanjang Tiang Pondasi Tipe A	168
Tabel 4.10 Tabel Pelat : Stigel/Wipel Untuk Pondasi Tipe A	172
Tabel 4.11 Tabel Perhitungan Tegangan dan Regangan Kondisi Seimbang Tulangan Tiang Pondasi Tipe A.....	183
Tabel 4.12 Tabel Perhitungan Tulangan Tarik dan Tekan Kondisi Seimbang 1,25 fy Tulangan Tiang Pondasi Tipe A	185
Tabel 4.13 Tabel Perhitungan Tulangan Tarik dan Tekan Kondisi Patah Desak Tulangan Tiang Pondasi Tipe A.....	187
Tabel 4.14 Tabel Perhitungan Tulangan Tarik dan Tekan Kondisi Patah Tarik Tulangan Tiang Pondasi Tipe A.....	188

Tabel 4.15 Tabel Perhitungan Tulangan Tarik dan Tekan Kondisi Lentur Murni	
Tulangan Tiang Pondasi Tipe A.....	191
Tabel 4.16 Tabel Perhitungan Tulangan ke Pusat Penampang Kondisi Lentur	
Murni Tulangan Tiang Pondasi Tipe A	192
Tabel 4.17 Nilai NSPT di sepanjang tiang pondasi tipe B.....	198
Tabel 4.18 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir dengan Nilai SPT di	
Sepanjang Tiang Pondasi Tipe B	199
Tabel 4.19 Tabel Korelasi Nilai SPT dengan Berat Jenis di Sepanjang Tiang	
Pondasi Tipe B	201
Tabel 4.20 Korelasi Nilai SPT dengan D_r , q_c , dan ϕ di Sepanjang Tiang Pondasi	
Tipe B	201
Tabel 4.21 Tabel Pelat : Stigel/Wipel Untuk Pondasi Tipe B.....	205
Tabel 4.22 Nilai NSPT di sepanjang tiang pondasi tipe C.....	219
Tabel 4.23 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir dengan Nilai SPT di	
Sepanjang Tiang Pondasi Tipe C	220

Tabel 4.24 Tabel Korelasi Nilai SPT dengan Berat Jenis di Sepanjang Tiang

Pondasi Tipe C222

Tabel 4.25 Korelasi Nilai SPT dengan Dr, qc, dan ϕ di Sepanjang Tiang Pondasi

Tipe C222

Tabel 4.26 Tabel Pelat : Stigel/Wipel Untuk Pondasi Tipe C.....226

Tabel 5.1 Tabel Hasil Perencanaan Pondasi Tipe A, B dan C237

DAFTAR GRAFIK

Grafik 2.1 Grafik Hubungan Kohesi dan Nilai SPT	18
Grafik 3.1 Grafik Respon Spektrum	142
Grafik 4.1 Grafik Hubungan Kohesi dan Nilai SPT Pondasi Tipe A	159
Grafik 4.2 Grafik Hubungan q_h dengan Kepadatan Relatif (D_r) Tanah Pasir	
Pondasi Tipe A	167
Grafik 4.3 Grafik Hubungan $\mu/B^4 \cdot \gamma \cdot K_p$ dan $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$ Pondasi Tipe A	170
Grafik 4.4 Grafik Interaksi Antara P_n dan M_n untuk Menentukan Tulangan Tiang	
Pondasi Tipe A	192
Grafik 4.5 Grafik Hubungan q_h dengan Kepadatan Relatif (D_r) Tanah Pasir	
Pondasi Tipe B	200
Grafik 4.6 Grafik Hubungan $\mu/B^4 \cdot \gamma \cdot K_p$ dan $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$ Pondasi Tipe B	203
Grafik 4.7 Grafik Interaksi Antara P_n dan M_n untuk Menentukan Tulangan Tiang	
Pondasi Tipe B	213
Grafik 4.8 Grafik Hubungan q_h dengan Kepadatan Relatif (D_r) Tanah Pasir	
Pondasi Tipe B	221

Grafik 4.9 Grafik Hubungan $\mu/B^4 \cdot \gamma \cdot K_p$ dan $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$ Pondasi Tipe C224

Grafik 4.10 Grafik Interaksi Antara P_n dan M_n untuk Menentukan Tulangan

Tiang Pondasi Tipe C234

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Surabaya sebagai Ibu Kota Provinsi Jawa Timur selalu berupaya meningkatkan sarana dan prasarana di berbagai bidang untuk meningkatkan perkembangan ekonomi masyarakat. Selain itu Surabaya menjadi tujuan untuk mencari pekerjaan oleh penduduk dari kota disekitarnya, sehingga kemungkinan besar tingkat pertumbuhan penduduk akan semakin meningkat. Dihubungkan dengan lapangan pekerjaan, kebutuhan perkantoran, rumah dan toko atau sejenisnya akan meningkat pula, untuk itu dibangunlah kawasan rumah dan toko di Proyek Puncak Central Bussiness District.

Konsep rumah dan toko di Proyek Puncak Central Bussiness District terdiri dari 6 lantai, yang terdiri dari 1 basement, 4 lantai ruko, dan 1 lantai atap.

Pada bangunan tinggi, pondasi merupakan aspek yang sangat penting untuk meneruskan beban dari struktur atas ke dalam lapisan tanah yang mempunyai daya dukung lebih kuat. Pondasi untuk bangunan banyak macamnya. Maka dari itu penulis ingin membuat alternatif pondasi, yaitu pondasi sumurandi Proyek Puncak Central Bussiness District.

Adapun judul skripsi ini adalah **“Studi Perencanaan Struktur Bawah dengan Pondasi Sumuran pada Bangunan Ruko Proyek Puncak Central Business District Surabaya”**.

1.2. Identifikasi Masalah

Proyek Puncak Central Bussiness District terletak di JL. Keramat Kali-Wiyung-Surabaya. Ruko pada proyek tersebut mempunyai 6 lantai, yang terdiri dari 1 basement, 4 lantai ruko, dan 1 lantai atap. Mempunyai tinggi, struktur basement 4 m, struktur atas 14 m, panjang 15,038 m, lebar 85,452 mdan luas area sebesar 5619,697 m².

Struktur atas bangunan direncanakan terdiri dari konstruksi beton bertulang, atap dari bangunan ini merupakan plat beton, pondasi yang digunakan adalah tiang pancang berbentuk bulat dengan diameter 35 cm yang akan direncanakan ulang menggunakan pondasi sumuran.

Dalam merencanakan pondasi harus mempunyai data-data yang lengkap agar hasil dari perencanaan adalah hasil yang diharapkan. Data yang digunakan untuk merencanakan pondasi meliputi gambar rencana struktur atas, hasil dari test geoteknik untuk mengetahui pelapisan tanah dan karakteristik tanah yaitu berupa data Standart Penetration Test (SPT).

Data yang diperoleh di titik boring pada kedalaman 11,5 m mempunyai nilai SPT = >50. Tanah dengan $N_{spt} 30-50$ menunjukkan bahwa tanah tersebut tanah

padat (*Sumber: Manual pondasi tiang, 26*). Sehingga layak digunakan pondasi sumuran.

1.3. Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah yaitu:

1. Berapa dimensi pondasi sumuran?
2. Berapa daya dukung pondasi sumuran?
3. Berapa jumlah tulangan yang dipakai pondasi sumuran dan pilecap?
4. Berapa penurunan yang terjadi pada pondasi sumuran?

1.4. Maksud dan Tujuan

Maksud

Merencanakan ulang struktur pondasi tiang pancang menjadi pondasi sumuran pada bangunan ruko Proyek Puncak Business District.

Tujuan

Tujuan dari penulisan proposal ini adalah:

1. Untuk mengetahui dimensi pondasi sumuran pada ruko di Proyek Puncak Central Bussiness District
2. Untuk mengetahui daya dukung` pondasi sumuran pada ruko di Proyek Puncak Central Bussiness District
3. Untuk mengetahui tulangan pondasi sumuran dan pilecap pada ruko di Proyek Puncak Central Bussiness District

4. Untuk mengetahui penurunan pondasi sumuran dan pilecap pada ruko di Proyek Puncak Central Bussiness District

1.5. Batasan Masalah

Batasan masalah dalam perencanaan ini adalah:

1. Perhitungan struktur bawah gedung.
2. Perhitungan dimensi pondasi sumuran
3. Perhitungan daya dukung pondasi sumuran
4. Perhitungan tulangan dan pilecap pondasi sumuran
5. Analisa struktur menggunakan Program Bantu ETABS.

Peraturan-peraturan yang digunakan untuk perencanaan ini adalah:

1. SNI 172 6: 2012, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung
2. SNI 2847 : 2013, Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.
3. SNI 1727 : 2013, Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

BAB II

KAJIAN PUSTAKA

2.1. Tinjauan Umum Pondasi

2.1.1. Pengertian Pondasi

Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi memindahkan beban struktur atas ke dalam tanah yang kuat mendukungnya. Dalam perencanaan pondasi harus mampu menjaga kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban-beban berguna dan gaya-gaya luar yang bekerja seperti beban angin, beban gempa. (Sumber: Ir. Rudy Gunawan-Pengantar Teknik Fondasi, hal: 9)

Beberapa hal yang harus dipertimbangkan dalam penentuan jenis pondasi adalah:

a. Keadaan tanah yang akan dipasang pondasi

Keadaan tanah adalah faktor paling penting dan utama dalam pemilihan jenis pondasi, karena keterkaitan hubungannya dengan jenis tanah dan daya dukung tanah terhadap pondasi.

b. Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya (*upper structure*)

Kondisi struktur yang berada di atas pondasi juga harus diperhatikan dalam pemilihan jenis pondasi. Kondisi struktur tersebut dipengaruhi oleh fungsi dan kepentingan suatu bangunan, jenis bahan bangunan yang dipakai (mempengaruhi berat bangunan yang ditanggung pondasi).

c. Batasan-batasan di luar struktur

Adapun batasan-batasan diluar struktur yaitu seperti faktor lingkungan, waktu pengerjaan, dan biaya. (Sumber: Anugrah Pamungkas & Erny Harianti-Desain Pondasi Tahan Gempa, hal: 16-17)

2.1.2. Klasifikasi Pondasi

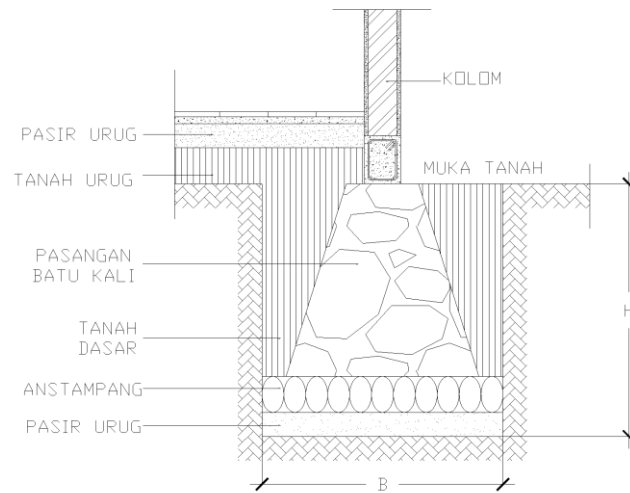
Menurut L. D. Wesley dalam bukunya Mekanika Tanah, pada umumnya pondasi bangunan dapat dibagi menjadi tiga golongan utama, yaitu:

1. Pondasi Langsung Pondasi dangkal (*shallow foundation*)

Pondasi langsung disebut juga pondasi dangkal, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Menurut Joseph E. Bowles pondasi dangkal bila kedalaman dibagi lebar pondasi ($D/B \leq 1$). Beberapa macam pondasi dangkal:

a. Pondasi pasangan batu kali

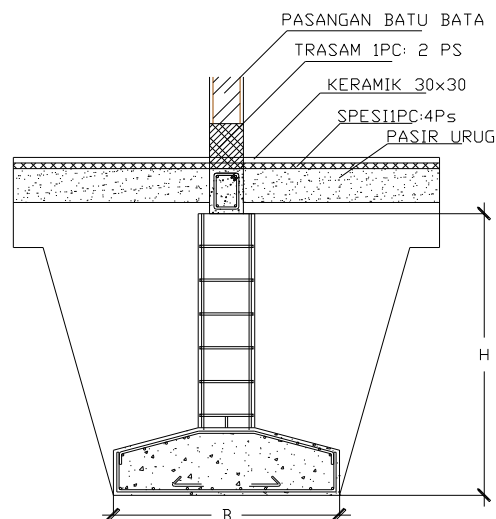
Pondasi pasangan batu kali biasanya dipakai untuk konstruksi yang tidak berat seperti pagar, rumah tinggal sederhana tidak bertingkat. Pondasi batu kali biasanya dipasang menerus mengikuti dinding.



Gambar 2.1 Gambar Pondasi Pasangan Batu Kali

b. Pondasi telapak

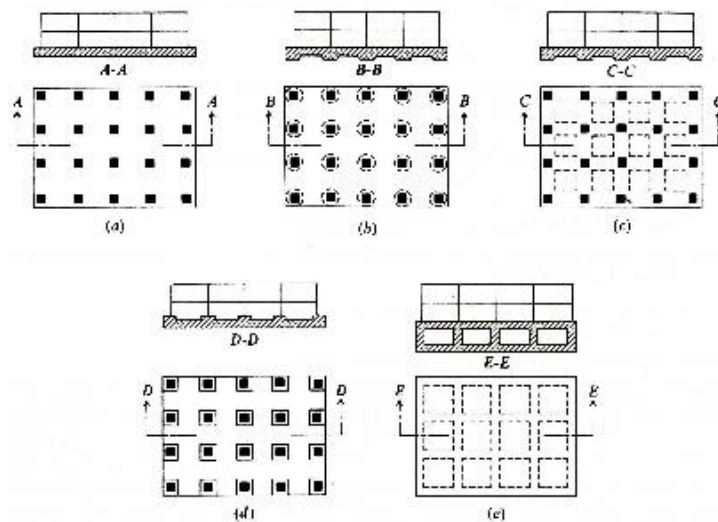
Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah.



Gambar 2.2 Gambar Pondasi Telapak

c. Pondasi rakit (*raft foundation*)

Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila menggunakan pondasi telapak, sisi-sisinya berhimpit satu sama lainnya.



Gambar 2.3 Gambar Pondasi Raft

2. Pondasi sumuran

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi langsung dan pondasi tiang. Di Indonesia pondasi sumuran sering dipakai jika lapisan tanahkeras diantara 2-8 meter. Diameternya pondasi sumuran biasanya sebesar paling sedikit 80 cm.

3. Pondasi Tiang

Pondasi tiang dipergunakan bilamana lapisan-lapisan bagian atas dari pada tanah begitu lembek, sehingga tidak cukup kuat untuk memikul angunan dengan memakai pondasi langsung atau pondasi plat. Pondasi tiang termasuk dalam

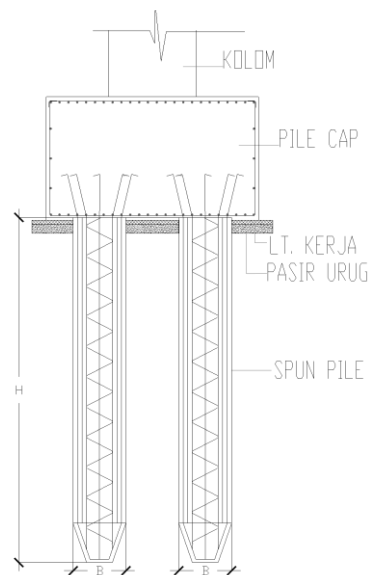
pondasi dalam, kriteria pondasi dalam ditetapkan dengan angka/rasio perbandingan antara lebar pondasi dengan kedalaman pondasi. Di mana untuk pondasi dalam ditetapkan bila kedalaman pondasi dibagi lebarnya lebih besar dari empat, atau

$D/B \geq 4$. (Asiyanto, *Metode Konstruksi untuk Pekerjaan Pondasi*, 2007 : 1)

Macam-macam pondasi tiang yaitu:

- Pondasi Tiang Pancang

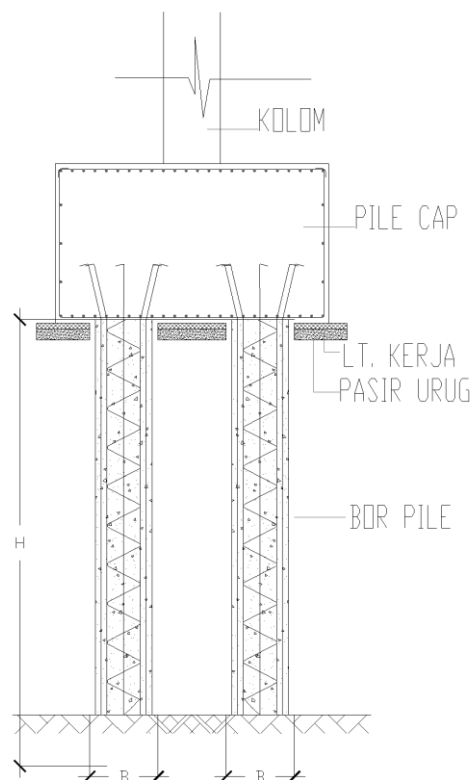
Pondasi tiang pancang merupakan pondasi yang dibuat terlebih dahulu sebelum dimasukkan kedalam tanah hingga mencapai kedalaman tertentu. Metode yang paling umum digunakan yaitu dengan memukul berkali-kali menggunakan sebuah palu khusus yang disebut sebagai pemancangan tiang, metode lainnya yaitu dengan menggetarkan, dan juga hidrolis.



Gambar 2.4 Gambar Pondasi Tiang Pancang

- Pondasi Tiang Bor

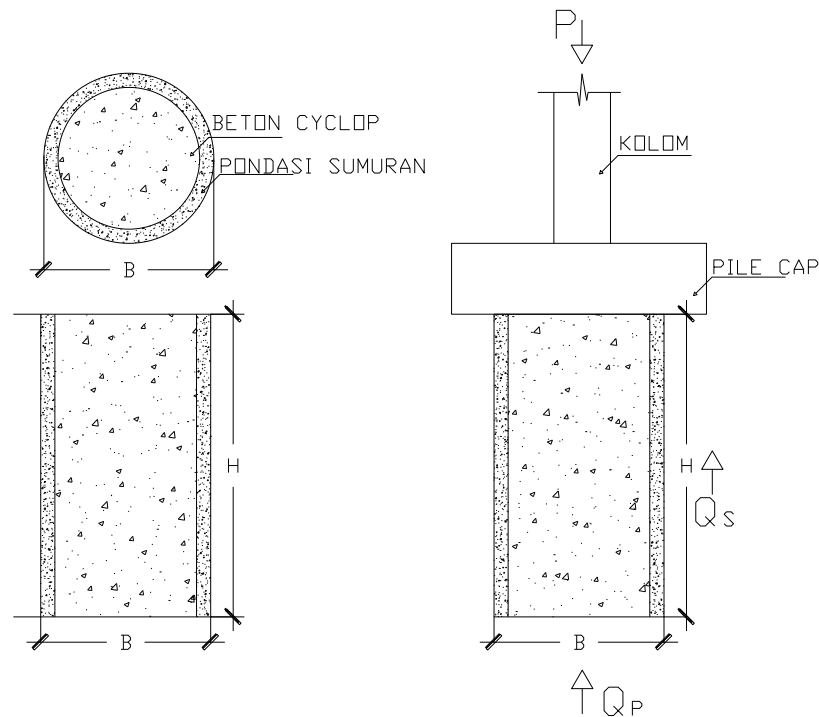
Sebuah tiang bor dikonstruksikan dengan cara membuat sebuah lubang bor dengan diameter tertentu hingga kedalaman yang diinginkan. umumnya tulangan telah dirangkai dahulu kemudian dimasukkan kedalam lubang tersebut dan diikuti dengan pengisian material beton kedalam lubang bor.



Gambar 2.5 Gambar Pondasi Tiang Bor

2.2. Pondasi Sumuran

Pondasi sumuran adalah suatu bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang. Pondasi ini digunakan apabila tanah yang cukup kuat terletak pada kedalaman antara 2 sampai 8 meter.



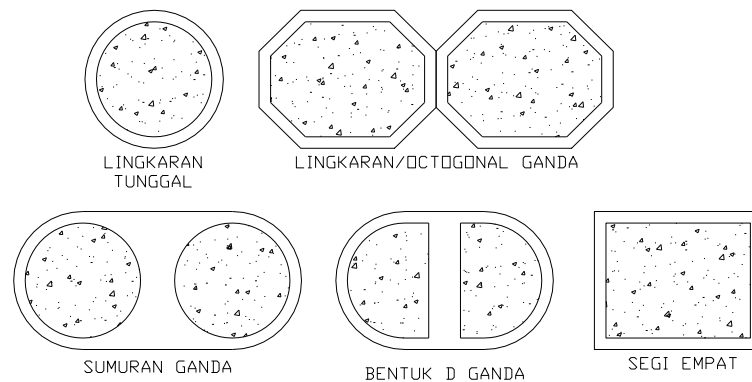
Gambar 2.6 Gambar Pondasi Sumuran

2.2.1. Macam-macam pondasi sumuran:

Bentuk pondasi sumuran tergantung kepada keadaan lapisan pendukung dan gaya yang bekerja. Macam-macam pondasi sumuran dibedakan berdasarkan bentuk penampang dan pelaksanaannya.

A. Macam pondasi berdasarkan bentuk penampang:

- Lingkaran tunggal
- Segi empat
- Lingkaran/ octogonal ganda
- Sumuran ganda
- Bentuk D ganda



Gambar 2.7 Gambar Pondasi Sumuran

Menentukan bentuk pondasi sumuran

Dari macam-macam bentuk tersebut dipilih bentuk bulat karena dengan memperhitungkan angka perbandingan panjang keliling dengan luas dasar yang sama, maka angka perbandingan ini pada lingkaran adalah paling kecil, hal ini berarti bentuk lingkaran dan bulat telur adalah lebih menguntungkan, bila ditinjau dari pekerjaan pembebanan.

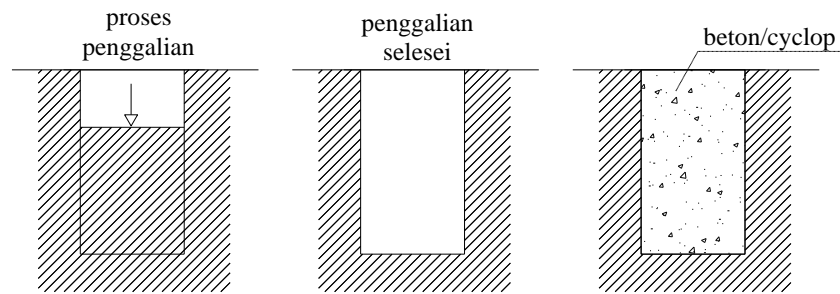
B. Macam pondasi berdasarkan pelaksanaannya:

- Tipe dasarnya terbuka (*Open Ended*)

Untuk tipe dasar terbuka ini, pelaksanaannya masih tergantung dari kondisi tanah diatas lapisan tanah keras tempat pondasi sumuran. Bila tanah dipotong tegak tanpa terganggu stailitasnya maka kondisi sumuran ini dapat dilaksanakan tanpa casing. Bila sebaliknya erarti diperlukan pemasangan casing.

➤ Tanpa casing

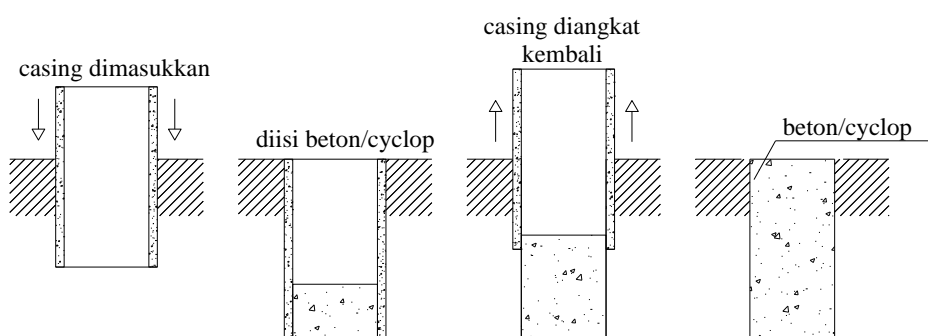
Pelaksanaannya dilakukan dengan menggali lubang sampai lapisan atau elevasi yang ditetapkan. Kemudian lubang tersebut diisi dengan material yang ditetapkan, beton cyclop atau beton.



Gambar 2.8 Proses Pondasi Sumuran Tanpa Casing

➤ Dengan casing yang diambil

Casing diperlukan untuk menjaga stabilitas tanah yang digali agar tidak longsor. Jenis casing yang diambil biasanya terbuat dari baja. Penggalian dilakukan secara bertahap yaitu casing diturunkan seperlunya kemudian tanah di dalam casing digali, kemudian casing diturunkan lagi dan tanah digali lagi, begitu seterusnya sampai mencapai elevasi yang diinginkan. Sesudah galian mencapai elevasi yang ditetapkan, maka dilakukan pengisian beton/cyclop dibarengi dengan diangkatnya casing keatas. Demikian seterusnya hingga casing keluar lagi dari lubang.

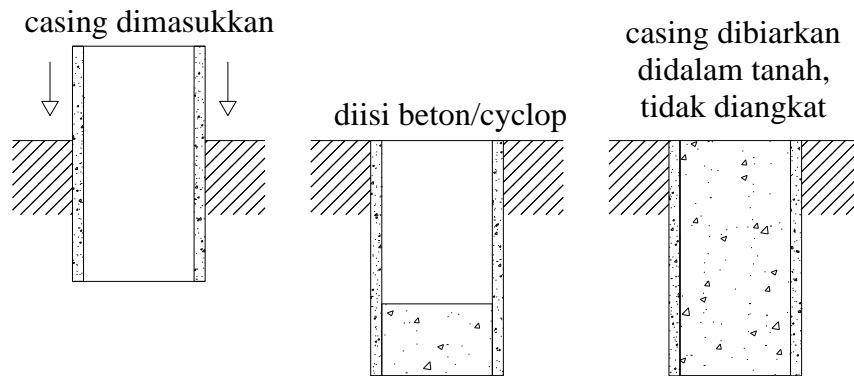


Gambar 2.9 Proses Pondasi Sumuran dengan Casing Diangkat

➤ Dengan casing yang ditinggal

Casing diperlukan untuk menjaga stabilitas tanah yang digali agar tidak longsor juga berfungsi sebagai bagian dari struktur . Jenis casing yang

diambil biasanya terbuat dari baja. Prosesnya hampir sama dengan casing yang diabil namun casingnya tetap tinggal atau tidak diangkat.



Gambar 2.10 Proses Pondasi Sumuran dengan Casing tidak Diangkat

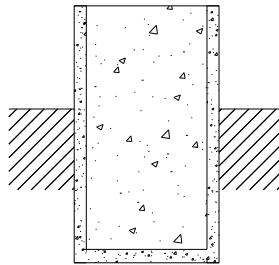
- Tipe dasarnya tertutup (*Closed Ended*)

Tipe ini bagus digunakan untuk pondasi didalam air, seperti dermaga

Urutan pelaksanaan pondasi sumuran tertutup:

- 1 Dinding pondasi sumuran dibuat dilapangan dan kemudian diapungkan dengan cara peluncuran dan selanjutnya ditarik dengan perahu/kapal ke lokasinya.
- 2 Pada dinding pondasi sumuran dibuat angker-angker untuk kabel, berfungsi sebagai penyetelan posisi pondasi yang tepat.
- 3 Setelah kedudukannya sudah tepat, kemudian pondasi sumuran diisi dengan air agar turun dan sampai pada tanah dasar.
- 4 Kemudian, dinding sumuran dikeringkan dan diisi dengan beton.

sumuran tertutup



Gambar 2.11 Proses Pondasi Sumuran Tertutup

2.2.2. Alasan Digunakannya Pondasi Sumuran Dalam Konstruksi

Ada beberapa alasan digunakannya pondasi sumuran dalam konstruksi :

Beberapa kelebihan dari pondasi sumuran :

1. Kedalaman tiang dapat divariasikan.
2. Karena dasar dari pondasi sumuran dapat diperbesar, hal ini memberikan ketahanan yang besar .
3. Pondasi sumuran mempunyai ketahanan yang tinggi terhadap beban lateral.
4. Pada pelaksanaan pondasi sumuran tidak memindahkan volume tanah seperti tiang pancang sehingga tidak menyebabkan perubahan struktur tanah yang dapat membahayakan bangunan-bangunan di sekitarnya.

Beberapa kelemahan dari pondasi sumuran :

1. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa pasir atau tanah berkerikil maka menggunakan bentonite/cassing sebagai penahan longsor.

2. Apabila keadaan muka air tanah yang dangkal, akan membutuhkan pompa untuk memompa airnya keluar, dan casing untuk mencegah airnya masuk.

2.2.3. Penyelidikan Tanah di Lapangan

Pengujian dilapangan dilakukan untuk mengetahui karakteristik tanah dalam mendukung beban pondasi. Pengujian yang dilakukan oleh proyek Puncak Central Business District yaitu test SPT.

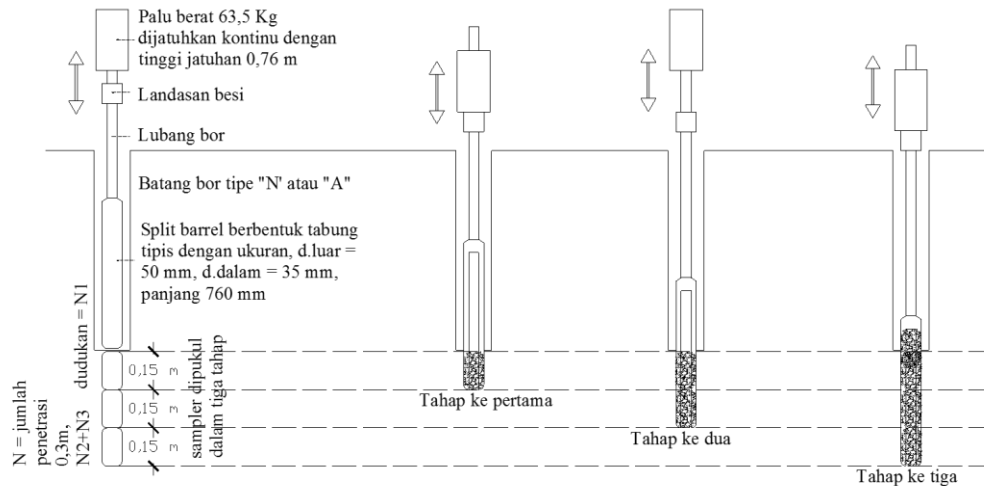
Uji penetrasi standart atau SPT (*Standart Penetration Test*)

Pada pengujian ini sifat-sifat tanah ditentukan dari pengukuran kerapatan relatif langsung dilapangan. Prosedur uji SPT tercantum dalam SNI 4153:2008- Cara uji penetrasi lapangan dengan SPT.

Prosedur pengujian mengikuti urutan sebagai berikut:

- 1 Pasang *split barrel sampler* pada pipa bor, dan pada ujung lainnya disambungkan dengan pipa bor yang telah dipasang blok penahan
- 2 Masukkan peralatan uji SPT ke dalam dasar lubang bor atau sampai kedalaman pengujian yang diinginkan
- 3 Beri tanda pada batang bor mulai dari muka tanah sampai ketinggian 15 cm, 30 cm dan 45 cm.
- 4 Tarik tali pengikat palu (*hammer*) sampai pada tanda yang telah dibuat sebelumnya (kira-kira 75 cm)
- 5 Catat jumlah pukulan N pada setiap penetrasi 15 cm: 15 cm pertama dicatat N1; 15 cm ke-dua dicatat N2; 15 cm ke-tiga dicatat N3; Jumlah pukulan

yang dihitung adalah $N_2 + N_3$. Nilai N_1 tidak diperhitungkan karena masih kotor bekas pengeboran.



Gambar 2.12 Gambar Prosedur pengujian SPT

2.2.4. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Sumuran

2.2.4.1. Perhitungan Daya Dukung Aksial

Pengertian dari daya dukung ultimate (Q_{ult}) adalah beban maksimal yang sedemikian besarnya yang dapat ditahan oleh tanah sesaat sebelum hancur (Hary C., 1997:87).

Bila dinyatakan dalam persamaan, maka perhitungan daya dukung sumuran:

- Penentuan daya dukung pondasi sumuran dihitung seperti pondasi telapak dengan menggunakan rumus Terzaghi, karena penampang pondasi sumuran umumnya besar sehingga reaksi pada alas pondasi sumuran akan lebih besar dibandingkan dengan tahanan permukaannya. (Sosarodarsono, Suyono., Kazuto Nakazawa. 1983)

$$Q_{ult} = (1,3 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma) \times A_g \text{ KN/m}^2$$

Dimana:

N_c, N_q, N_γ = koefisien kuat dukung tanah menurut Terzaghi

D_f = kedalaman pondasi

c = lekatan

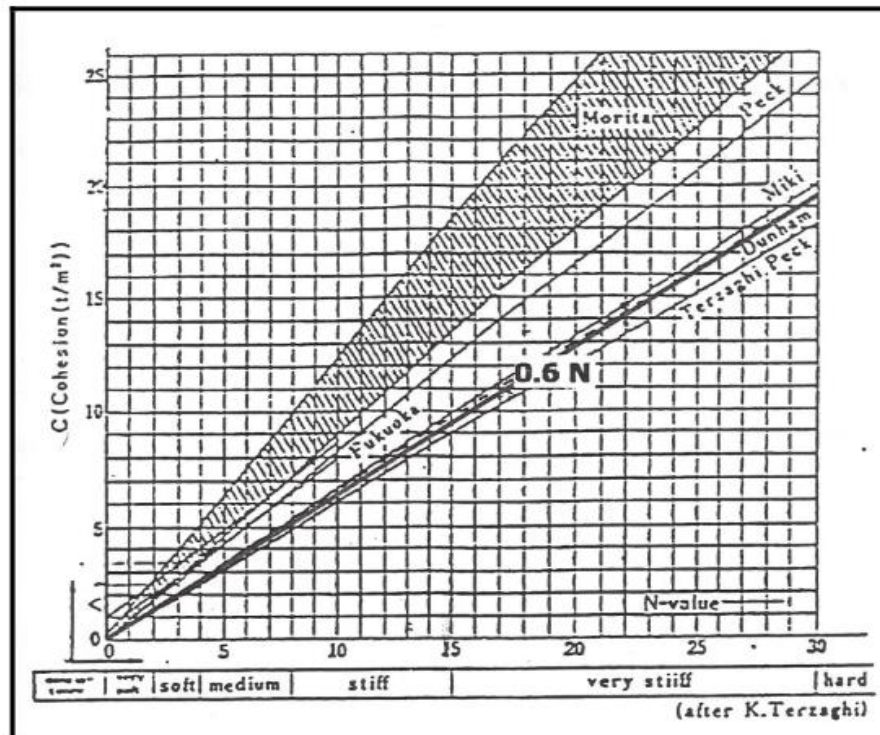
B = lebar atau diameter pondasi (m)

A_g = Luas penampang pondasi

Untuk mencari koefisien kuat dukung tanah $N_c, N_q, N_\gamma, \gamma, c$ dilakukan konfersi dengan grafik ataupun interpolasi dari tabel berdasarkan Nilai SPT yang didapat, sebagai berikut:

1) Untuk mencari nilai c

Digunakan grafik hubungan antara kohesi dan nilai SPT untuk tanah kohesif.(Terzaghi, 1943)



Grafik 2.1 Grafik Hubungan Kohesi dan Nilai SPT

2) Untuk mencari berat jenis γ

Digunakan tabel hubungan antara kohesi dan nilai SPT untuk tanah kohesif

(Teng, 1962)

Tabel 2.1 Tabel Korelasi Nilai SPT dengan Berat Jenis

Compactness	Relative Density (%)	SPT N (blows per ft)	Angle of Internal Friction (deg)	Unit Weight	
				Moist (pcf)	Submerged (pcf)
Very Loose	0-15	0-4	<28	<100	<80
Loose	16-35	5-10	28-30	95-125	55-85
Medium	36-65	11-30	31-36	110-130	60-70
Dense	66-85	31-50	37-41	110-140	65-85
Very Dense	86-100	>51	>41	>130	>75

3) Untuk mencari nilai ϕ

Digunakan grafik Hubungan antara ϕ dan nilai SPT

Tabel 2.2 Tabel Korelasi Nilai SPT dengan Berat Jenis

Kondisi Tanah Pasir	Kerapatan Relatif (Dr)	Nilai SPT	Nilai tahanan konus (qc)	ϕ
Sangat tidak padat	< 0,2	< 4	< 20	< 30°
Tidak padat	0,2 – 0,4	04-Okt	20 - 40	30 - 45
Agak padat	0,4 – 0,6	10 – 30	40 – 120	35 - 40
Padat	0,6 – 0,8	30 – 50	120 – 200	40 - 45
Sangat padat	> 0,8	> 50	> 200	> 45°

Data yang diperoleh di titik boring pada kedalaman 11,5 m mempunyai nilai $SPT \geq 50$. Tanah dengan N_{spt} 30-50 menunjukkan bahwa tanah tersebut tanah padat. Sehingga layak digunakan pondasi sumuran.

4) Untuk mencari koefisien kuat dukung tanah N_c, N_q, N_γ

Digunakan grafik Hubungan antara ϕ dan N_c, N_q, N_γ dari Terzaghi (*sumber:*

Ir.Suyono, Kazuto Nakazawa-Mekanika Tanah dan Pondasi)

Tabel 2.3 Tabel Hubungan ϕ dengan N_c, N_q, N_γ

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,71	1	0	3,81	1	0
5	7,32	1,64	0	4,48	1,39	0
10	9,64	2,7	1,2	5,34	1,94	0
15	12,8	4,44	2,4	6,46	2,73	1,2
20	17,7	7,43	4,6	7,9	3,88	2
25	25,1	12,7	9,2	9,86	5,6	2,2
30	37,2	22,5	20	12,7	8,32	5,4
35	57,8	41,4	44	16,8	12,8	9,6
40	95,6	81,2	114	23,2	20,5	19,1
45	172	173	320	34,1	35,1	27

5) Mencari daya dukung ijin

Penentuan daya dukung ijin (Q_a atau Q_{all}) dilakukan dengan membagi daya dukung ultimit dengan faktor keamanan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Q_a = \frac{Q_u}{FK}$$

Dimana :

Q_a = Dayadukungijintiang

Q_u = Dayadukungultimittiang

FK = Faktorkeamanan

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, 2005 : 42)

Menurut Reese & O' Neil, 1989 menentukan faktor keamanan dapat dilihat dalam tabel berikut ini:

Tabel 2.4 Tabel Faktor Keamanan

Klasifikasi Struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

Keterangan:

1. Bangunan monumental, umumnya memiliki umur rencana melebihi 100 tahun, sepertiTugu Monas, Monumen Garuda WisnuKencana, jembatan-jembatan besar, dan lain-lain.

2. Bangunan permanen, umumnya adalah bangunan gedung, jembatan, jalanraya dan jalan keretaapi, dan memiliki umur rencana 50 tahun.
3. Bangunan sementara, umur rencana bangunan kurang dari 25 tahun, bahkan mungkin hanya beberapa saat saja selama masa konstruksi.
4. Kontrol Baik : kondisi tanah cukup homogen dan konstruksi didasarkan pada program penyelidikan geoteknik yang tepat dan professional terdapat informasi uji pembebanan di atau dekat proyek dan pengawasan konstruksi di laksanakan secara ketat.
5. Kontrol normal : situasi yang paling umum, hampir serupa dengan kondisi diatas, tetapi kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang.
6. Kontrol kurang : tidak ada uji pembebanan, kondisi tanah sulit dan bervariasi, pengawasan pekerjaan kurang, tetapi pengujian geoteknik dilakukan dengan baik.

2.2.4.2. Perhitungan Daya Dukung Lateral

A. Penentuan Kriteria Tiang Pendek dan Panjang

$$T = \sqrt[3]{\frac{E_p \cdot I_p}{\eta_b}} \dots \text{(dalam satuan panjang)}$$

Dimana:

E_p = modulus elastisitas tiang (ton/m²)

I_p = momen inersia tiang (m⁴)

η_b = konstanta modulus *subgrade* tanah

T = faktor kekauan

Tabel 2.5 Kriteria Jenis Perilaku Tiang Pondasi

Jenis Perilaku Tiang	Kriteria
Pendek (kaku)	$L \leq 2 T$
Panjang (elastis)	$L \leq 4 T$

B. Metode Analisis

Metode Broms

$$M_{max} = H_u \cdot (e + 0,67 \cdot x_o) \text{ dengan } X_o = 0,82 \cdot \left(\frac{H_u}{\gamma' \cdot B \cdot K_p} \right)^{0.5}$$

$$H_u = \frac{2 \cdot M_u}{e + 0,67 x_o}$$

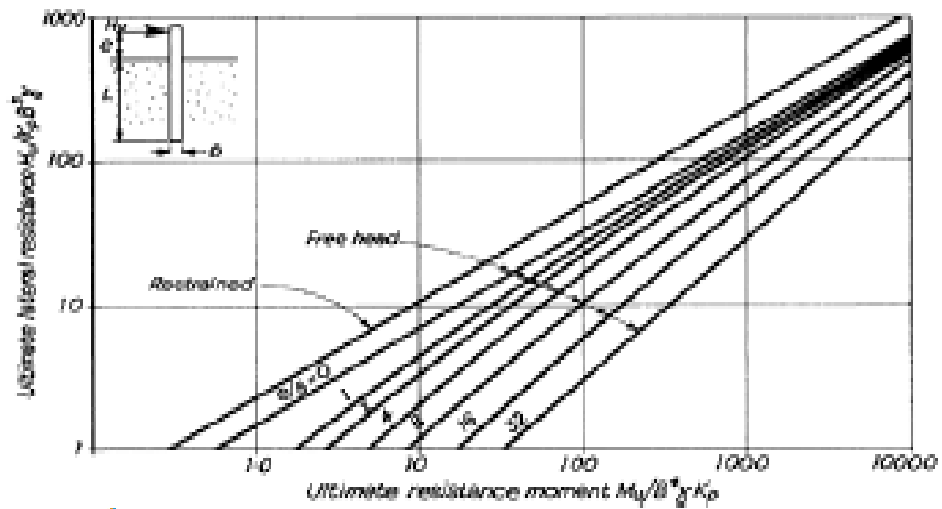
Dimana:

M_u = momen kapasitas ultimit dari penampang tiang (kNm)

x_o = kedalaman di bawah permukaan tanah, dihitung dari kepala tiang (m)

e = jarak dari H_u ke permukaan tanah (m)

H_u = beban horizontal ultimit (kN)



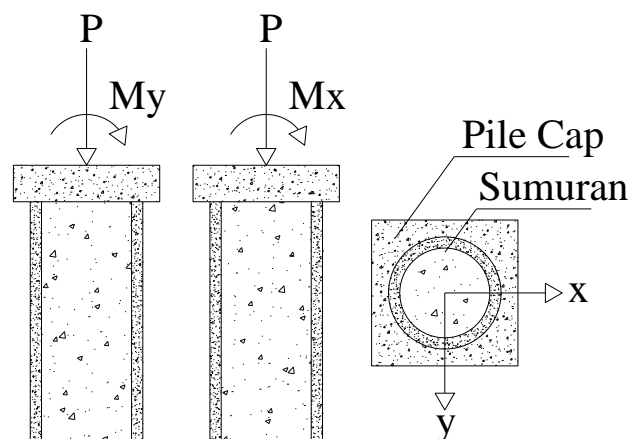
Gambar 2.13 Gambar Hubungan $M_u/B^4 \cdot \gamma \cdot K_p$ dan $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$

2.2.5 Perencanaan Tulangan Pondasi Sumuran

2.2.5.1 Perencanaan Tulangan Pile Cap Pondasi Sumuran

A. Pemeriksaan Terhadap Beban Sentris

Pada perencanaan *pile cap*, perlu dicek terhadap beban maksimum yang diterima pondasi dimana harus lebih kecil dari daya dukung batas. Rumus yang digunakan yaitu : (*Buku Rekayasa Pondasi II*)



Gambar 2.14 Gambar Beban Maksimum Yang Diterima Tiang

$$P_{\max-\min} = \frac{V}{n} \pm \frac{My.x_i}{\sum x^2} \pm \frac{Mx.y_i}{\sum y^2}$$

$$My = e_x V ; Mx = e_y V$$

Dimana :

- P_{\max} = beban maksimum yang diterima oleh pondasi
- $\sum P_v$ = jumlah total beban normal/gaya aksial
- M_x = momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu x
- M_y = momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu y
- n = jumlah pondasi sumuran
- e_x = eksentrisitas resultan beban searah sumbu x
- e_y = eksentrisitas resultan beban searah sumbu y
- x, y = jarak pondasi terhadap titik berat x dan y
- V = jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok

B. Kontrol Geser Pons *Pilecap*

1. $\phi V_c = 1 + \frac{2}{\beta_c} x \frac{\sqrt{f'c'}}{3} x b_o x d$
2. $\phi V_c = \frac{1}{12} x \left(\frac{\alpha_s x d}{b_o} + \sqrt{f'c'} \right) x b_o x d$
3. $\phi V_c = \frac{\sqrt{f'c'}}{3} x b_o x d$

Dimana :

- d = Tinggi efektif
- b_o = bidang kritis geser pons yaitu $4(c + d)$
- c = lebar bidang

β_c = perbandingan sisi panjang dan pendek kolom

α_s = 40 (jika termasuk kolom dalam)

2.2.5.2. Perencanaan Tulangan Tiang Pondasi Sumuran

Pondasi sumuran di design berbentuk lingkaran, perhitungan tulangan dihitung seperti kolom bulat, pendekatan dilakukan dengan menggunakan metode luas penampang metode ekuivalen. Penampang lingkaran ditransformasikan menjadi segi empat ekuivalen (*Istimawan Dipohusodo : 317*).

Adapun perhitungan penulangan pondasi sumuran dapat dicari dengan menggunakan rumus-rumus:

1. Tebal penampang ke arah lendutan

$$t_{\text{luar}} = 0,80 \times h_{\text{luar}}$$

$$t_{\text{dalam}} = 0,8 \times h_{\text{dalam}}$$

(*Istimawan Dipohusodo : 317*)

2. Lebar segi empat kivalen (b) adalah

$$b_{\text{luar}} = \frac{A_{g_{\text{luar}}}}{t_{\text{luar}}}$$

$$b_{\text{dalam}} = \frac{A_{g_{\text{dalam}}}}{t_{\text{dalam}}}$$

(*Istimawan Dipohusodo : 317*)

3. Menentukan jarak dari serat terluar ke pusat tekan (d) dan jarak dari serta tekan ke pusat tulangan tarik (d')

$$d = \text{tebal selimut} + \emptyset \text{ sengkang} + (1/2 \times D_{\text{tulangan pokok}})$$

$$d' = h - (2 \times d)$$

Tabel 2.6 Tabel Ketebalan Selimut Beton Menurut SNI 2847:2013

Beton cor setempat (non-prategang)	
	Selimut beton, mm
(a)Beton yang dicor di atas dan selalu berhubungan dengan tanah	75
(b)Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca:	
Batang tulangan D- 19 hingga D-57	50
Batang tulangan D- 16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil	40
(c)Beton yang tidak berhubungan dengan cuaca atau berhubungan dengan tanah:	
Slab, dinding, balok usuk:	
Batang tulangan D-44 dan D-57	40
Batang tulangan D-36 dan yang lebih kecil	20
Balok, kolom:	
Tulangan utama, pengikat, sengkang, spiral	40
Komponen struktur cangkang, pelat lipat:	
Batang tulangan D- 19 dan yang lebih besar	20
Batang tulangan D- 16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil	13

4. Luas penampang pondasi:

Luas penampang berlubang

$$A_g = (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2)$$

Luas penampang penuh

$$A_g' = 1/4 \times \pi \times d^2$$

5. Luas tulangan penampang baja

Menurut SNI 2847 : 2013-10.9.1 luas tulangan longitudinal komponen struktur tekan non komposit tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas bruto penampang A_g (1% - 8% A_g). Menurut *Istimawan Dipohusodo* : 292 rasiopenulangan yang lazim digunakan antara 1,5% - 3%.

$$A_{S \text{ perlu}} = \rho (1,5\% - 3\%) \times A_g$$

Jumlah tulangan A_s ada ($n \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$) $> A_s$ perlu

6. Pemeriksaan beban ultimate beton (P_{ub}) dan momen ultimate beton (M_{ub})

Pemeriksaan beban dilakukan dalam

- kondisi seimbang
- kondisi seimbang dengan 1,25 f_y
- kondisi patah desak ($c > c_b$)
- kondisi patah tarik ($c < c_b$)
- kondisi lentur murni

Beban ultimate beton

$$P_{ub} = (0,85 \times f_c' \times b_{ekivalen} \times a_b) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y)$$

Momen ultimate beton (M_{ub})

$$M_{ub} = 0,85 \times f_c' \times b_{ekivalen} \times a_b \left(\frac{t_{ekivalen}}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + (A_s \times f_s' \times \frac{d-d'}{2}) + (A_s \times f_y \times \frac{d-d'}{2})$$

Dimana:

a_b = Lebar daerah tekan

$$= \beta \times c_b$$

c_b = kedaaan seimbang

$$= \frac{600 \times d_b}{600 + f_y}$$

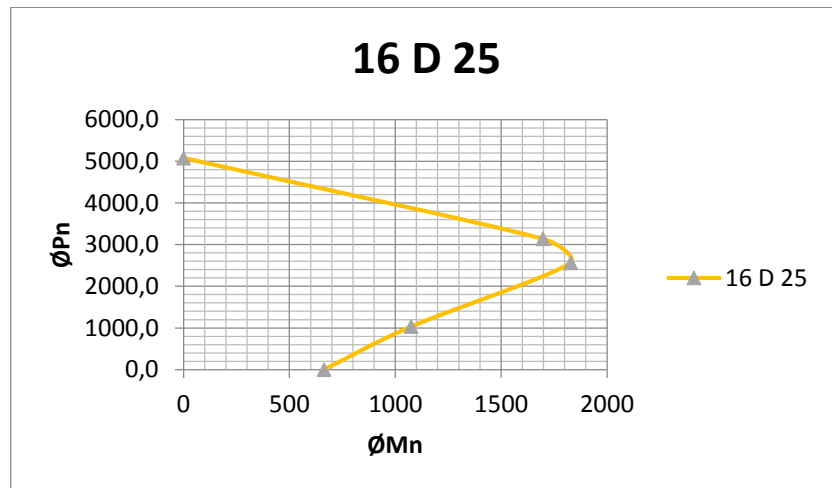
d_b = t_{ek} – tebal selimut beton

f_s' = Tegangan tekan tulangan baja

$$= 600 \times \frac{c_b - d}{c_b}$$

$$d - d' = \frac{2}{3} \times D_s$$

$$D_s = h - 2 \times \text{tebal efektif selimut}$$



Gambar 2.13 Gambar Diagram Interaksi Kolom

2.2.5.3. Perencanaan Tulangan Spiral Pondasi Sumuran

(Sumber: Istimawan Dipohusodo-Struktur Beton Bertulang)

1. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$d' = \text{tebal selimut beton} + \phi \text{sengkang} + \frac{1}{2} D \text{ pokok}$$

$$d = \text{Diameter pondasi} - (2 \times d')$$

2. Diameter inti tiang (Dc)

$$D_c = \text{Diameter tiang} - (2 \times d')$$

3. Luas penampang tiang bor (Ag)

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times \text{Diameter tiang}^2$$

4. Luas penampang inti bor (Ac)

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 - \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[\frac{f_c'}{f_y} \right]$$

Dimana:

A_g = Luas penampang lintang kotor

A_c = Luas penampang lintang inti (tepi luar ke tepi luar spiral)

ρ_s = Rasio penulangan

f'_c = Mutu beton

f_y = Tegangan luluh tulangan baja spiral, tidak lebih dari 400 MPa

5. Kontrol jarak sengkang

$$\phi (V_s + V_c) > V_u$$

Dimana :

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$V_c = 0$ (jika memenuhi syarat: Gaya Aksial $< A_g \times f'_c / 20$)

Jika tidak memenuhi syarat,

$$V_c = 0,17 \left[1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right] \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

Menurut SNI 2847-2013 pasal 7.10.4.3 Spasi bersih antar spiral tidak boleh melebihi 75 mm, atau tidak kurang dari 25 mm. Sedangkan menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.5 yaitu tidak boleh melebihi 6 kali diameter dan 150 mm.

2.2.6. Pembebanan

Konstruksi pondasi harus mampu menahan beban yang bekerja di atasnya, sehingga gedung tersebut tidak mengalami keruntuhan. Adapun perhitungan pembebanan terdiri dari:

2.2.6.1. Beban mati

Menurut SNI 1727-2013 Pasal 3, Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafond, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural lainnya serta peralatan lain termasuk berat keran. Beban mati yang bekerja pada struktur bangunan ini berupa beban yang berasal dari berat sendiri elemen struktur dan beban mati tambahan antara lain adalah sebagai berikut :

- Beban struktur beton bertulang (beban sendiri)
- Beban plat atap dan plat lantai
- Beban pasangan dinding
- Berat spesi per cm tebal
- Berat penutup lantai per cm tebal

Analisis pembebanan struktur portal menggunakan beban-beban berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG-1983)

2.2.6.2. Beban hidup

Menurut SNI 1727-2013 Pasal 4, beban hidup adalah beban yang di akibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi, seperti beban air hujan, beban gempa, beban banjir.

Beban hidup yang diperlukan/digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung,

Beban hidup gedung yang adalah beban yang bekerja pada gedung yang diakibatkan oleh:

- Beban akibat aktifitas penghuni gedung
- Selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghuni.

2.2.6.3. Beban gempa

Peninjauan beban gempa pada perencanaan struktur bangunan ini ditinjau dengan menggunakan SNI 1726 : 2012. Fungsi response spectrum ditetapkan sesuai peta wilayah gempa sebagaimana ketentuan dalam SNI 03-1726-2012, serta mempertimbangkan kondisi tanah dilokasi rencana struktur bangunan.

Parameter-parameter perhitungan gaya gempa berupa *base shear* mengacu pada ketentuan yang telah diatur dalam SNI 03-1726-2012. Penjelasan metode perhitungan pembebanan gempa dapat diperhatikan tentang analisa seismik.

Beban gempa yang dianalisis menggunakan analisis statistik ekivalen adalah sebagai berikut:

Menentukan Kategori Struktur Bangunan (I-IV) dan Faktor Keutamaan (I_e)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.7 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 2.8

**Tabel 2.7. Tabel Kategori Risiko Bangunan Gedung Dan Non Gedung Untuk
Beban Gempa**

Jenis Pemanfaatan Kategori Risiko	Kategori resiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan ; Rumah toko dan Rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ Rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya,</p>	III

bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk : - Bangunan-Bangunan monumental - Gedung sekolah dan Fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan Fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki	IV

Sumber : Tabel 1 SNI 1726 – 2012

Tabel 2.8 Tabel Faktor Keamanan Gempa

Kategori Resiko	Faktor keamanan gempa, I_e
I dan II	1
III	1,25
IV	1,5

Sumber : Tabel 2 SNI 1726 – 2012

Menentukan Parameter Percepatan Gempa (S_s , S_1)

Parameter (percepatan batuan dasar pada perioda pendek S_s) dan (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik S_1) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan dalam

beberapa kelas situs yakni SA(batuan keras), SB (batuan), SC(tanah keras, sangat padat dan batuan linak), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak), dan SF (tanah khusus).

Menentukan Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER)

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (SMS) dan perioda 1 detik (SMI) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini :

$$S_{ms} = F_a \times S_s$$

$$S_{m1} = F_v \times S_1$$

Dimana,

S_s : parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek; S_1 : Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1,0 detik.

Tabel 2.9. Tabel Koefisien Situs (F_a)

Kelas	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCER) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik (S_s)				
Situs	$S_s \leq 0,25$	$S_s \leq 0,5$	$S_s \leq 0,75$	$S_s \leq 1,0$	$S_s \leq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi

b) S_s = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Tabel 2.10. Tabel Koefisien Situs (F_v)

Kelas	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCER) terpetakan pada perioda pendek, $T = 1$ detik (S_1)				
Situs	$S_s \leq 1$	$S_s \leq 2$	$S_s \leq 3$	$S_s \leq 4$	$S_s \leq 5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,5
SF	SS^b				

a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi

b) S_s = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek SDS dan pada perioda 1 detik SD1, harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

Menentukan Spektrum Respons Desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.5 dan mengikuti ketentuan di bawah ini:

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain S_a harus diambil dari persamaan;

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain (S_a) sama dengan SDS ;

Untuk perioda lebih besar dari T_s spektrum respons percepatan desain (S_a) diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Dengan,

SDS : parameter respons spectral percepatan desain pada perioda pendek

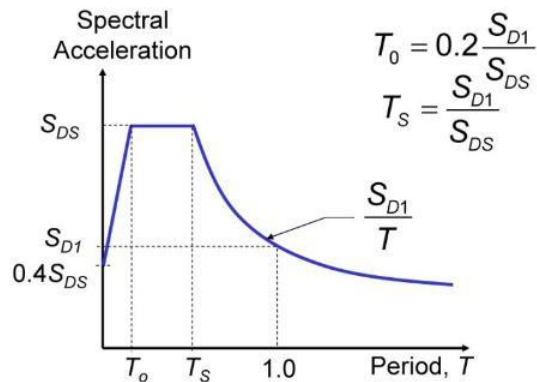
$SD1$: parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

T : Perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Berikut adalah grafik respons desain



Gambar 2.16. Gambar Spektrum Respons Desain

Menentukan Kategori Desain Seismik (A-F)

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini. Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik SI lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dgn kategori desain seismik E.

Struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik SI lebih besar dari atau sama dengan 0,75, harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F.

Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismik-nya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, SDS dan SDI . Masing- masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada Tabel 2.5 atau 2.6, terlepas dari nilai periode fundamental getaran struktur (T). Apabila lebih kecil dari 0,75, kategori desain seismik diijinkan untuk ditentukan sesuai Tabel 2.5 saja, di mana berlaku semua ketentuan di bawah :

1. Pada masing-masing dua arah ortogonal, perkiraan periode fundamental struktur (T_a) yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.2.1 (SNI 1726 :2012) adalah kurang dari 0,8 T_s
2. Pada masing-masing dua arah orthogonal, periode fundamental struktur yang digunakan untuk menghitung simpangan antar lantai adalah kurang dari T_s .

3. Diafragma struktural adalah kaku sebagaimana disebutkan di pasal 7.3.1 (SNI 1726 : 2012) atau untuk diafragma yang fleksibel, jarak antara elemen-elemen vertikal penahan gaya gempa tidak melebihi 12 m.

Tabel 2.11 Tabel Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek.

S_{DS}	Kategori Resiko	
	I / II / III	IV
$SDS < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,33$	B	C
$0,33 \leq SDS < 0,50$	C	D
$0,50 \leq SDS$	D	D

Tabel 2.12 Tabel Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik

S_{D1}	Kategori Resiko	
	I / II / III	IV
$SDS < 0,067$	A	A
$0,067 \leq SDS < 0,133$	B	C
$0,133 \leq SDS < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Batasan Perioda fundamental Struktur (T)

Perioda fundamental struktur (T), tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari tabel 2.7 dan perioda fundamental pendekatan (T_a). sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur (T) diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan (T_a). Perioda fundamental pendekatan (T_a) dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_s = C_t \times h_n^x$$

Dengan,

h_n : adalah ketinggian struktur (m) dari dasar sampai tingkat tertinggi struktur

C_t : ditentukan dari tabel 2.11

x : ditentukan dari tabel 2.11

$$T_{\max} = C_u \times T_a$$

Dengan,

C_u : ditentukan dari tabel 2.10

Tabel 2.13 Tabel Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang dihitung

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik (SD1)	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Tabel 2.14 Tabel Nilai Parameter perioda pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka Baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua system struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Perhitungan Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismic (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_s \times W$$

Dengan,

C_s : koefisien respons Seismik

W : Berat Seismik efektif

Koefisien respons seismic (C_s) harus ditentukan sesuai dengan ;

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e}$$

Dengan,

S_{DS} : Parameter percepatan spectrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R : faktor modifikasi respons

I_e : faktor keutamaan gempa dalam tabel 2.5

Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi kuat berikut ini :

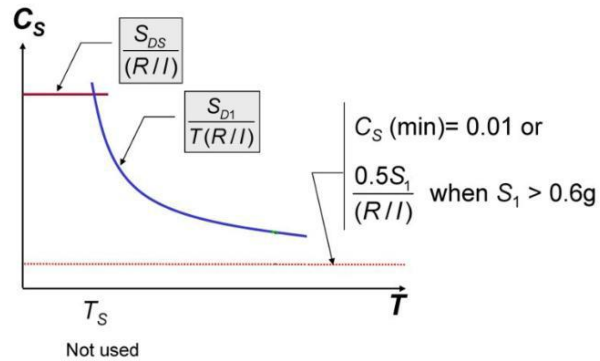
$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \times R/I_e}$$

Dan C_s harus tidak kurang dari,

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

Equivalent Lateral Force Procedure

Determine Base Shear: $V = C_S W$



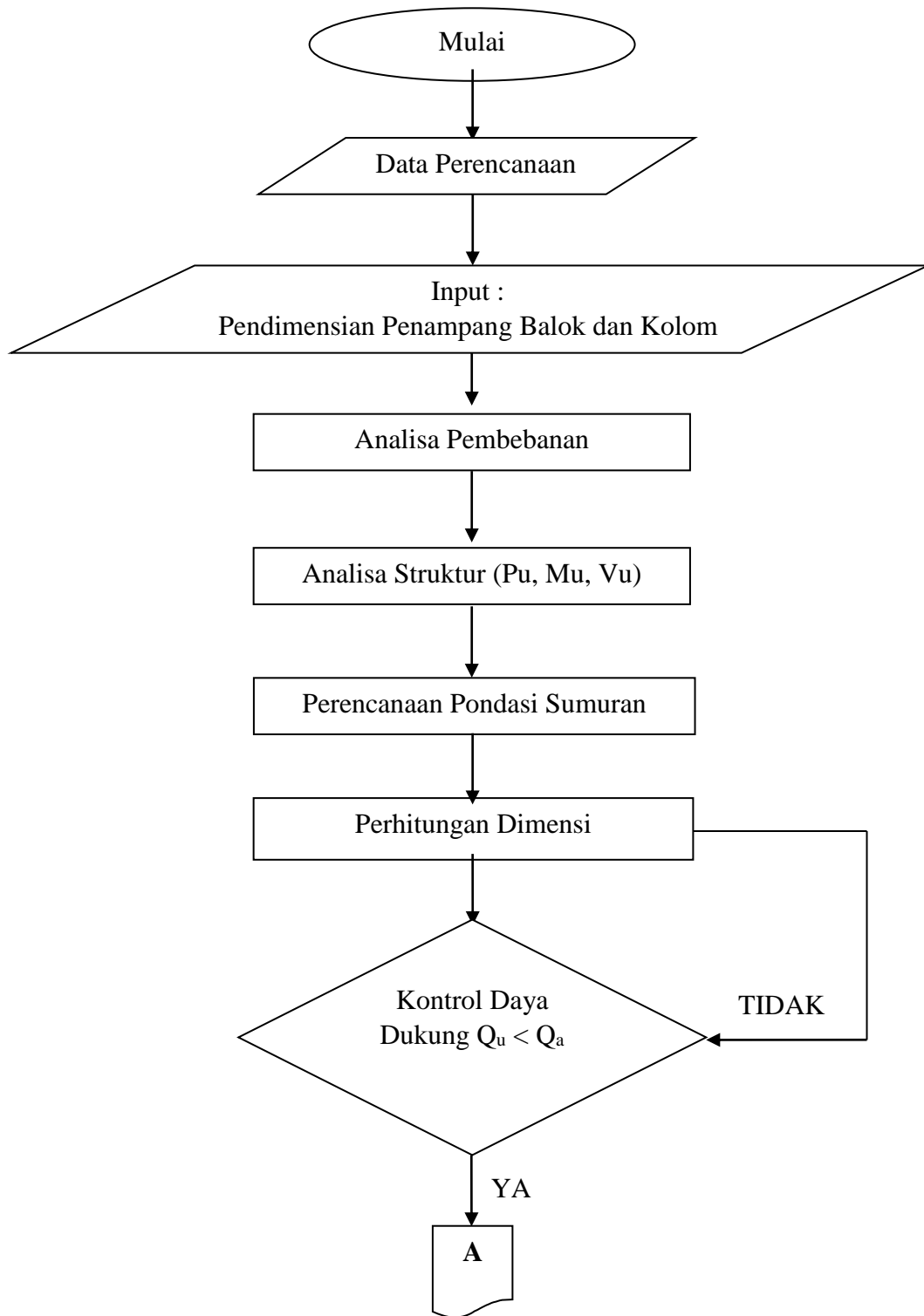
Gambar 2.17 Gambar Perhitungan Geser Dasar Seismik

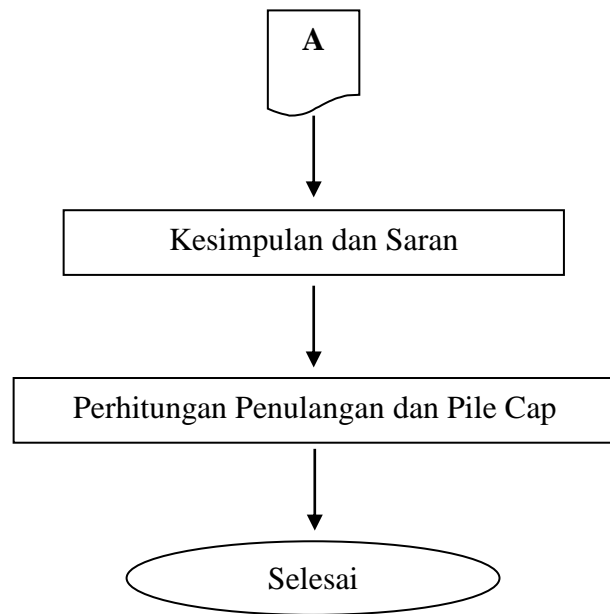
2.3 Metodologi

2.3.1. Data Perencanaan

Panjang Bangunan	= 15,038 m
Lebar Bangunan	= 85,452 m
Luas Area	= 1205,3 m ²
Kuat tekan beton f'_c	= K500 = 41,5 Mpa
Kuat leleh baja f_y	= - Tulangan utama dan sengkang
	Untuk $D < 10$ = 240 Mpa (BJTP)
	Untuk $D > 10$ = 390 Mpa (BJTD)
Gambar Struktur atas	= Terlampir
Data Boring	= Terlampir

2.4. Bagan Alir





BAB III

ANALISA DATA PERENCANAAN

3.1. Data - Data Perencanaan

3.1.1. Data Bangunan

- Nama gedung	=	Ruko Proyek Puncak CBD Surabaya
- Lokasi gedung	=	Wiyung-Surabaya
- Fungsi bangunan	=	Rumah Toko (Ruko)
- Jumlah lantai	=	5 + Atap
- Bentang memanjang	=	20,04 m
- Bentang melintang	=	85,45 m
- Luas bangunan	=	1712,287 m ²
- Tinggi bangunan	=	18,00 m
- Tinggi per lantai		
Base ke lantai 1	=	4,00 m
Lantai 1 ke lantai 2	=	4,00 m
Lantai 2 ke lantai 3	=	3,40 m
Lantai 3 ke lantai 4	=	3,40 m
Lantai 4 ke lantai 5	=	3,20 m +
Total tinggi bangunan	=	18,00 m

3.1.2. Data Material

Dalam perencanaan ini gedung, mutu bahan yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. Peraturan Perencanaan Dasar

- a SNI 1726: 2012, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung
- b SNI 2847 : 2013, Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.
- c SNI 1727 : 2013, Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain

2. Kuat Tekan Beton (fc') : K 500 : 41,50 MPa

3. Tegangan Leleh Tulangan (f_y) : Tulangan utama dan sengkang
 Untuk $D < 10 = 240 \text{ MPa}$ (BJTP)
 Untuk $D > 10 = 390 \text{ MPa}$ (BJTD)

4. Pembebanan

Perencanaan pembebanan dihitung dari berat sendiri struktur, beban hidup akibat fungsi struktur dan beban lateral akibat gempa.

- Kode pembebanan adalah sebagai berikut:
 - Beban mati (Dead) : D
 - Beban hidup (Live) : L
 - Beban gempa : E
- Berat sendiri dari material konstruksi sesuai dengan PPIUG 1987 diambil sebagai berikut:
 - Beton bertulang : 2400 Kg/m^3
 - Berat dinding : 1700 Kg/m^3
 - Beton (bukan pengisi) : 2200 Kg/m^3
 - Beton cyclop : 1850 Kg/m^3
 - dari semen (adukan/cm tebal) : 21 Kg/m^2
 - penutup lantai(adukan/cm tebal) : 24 Kg/m^2
- Beban hidup yang direncanakan sesuai dengan PPIUG 1987 adalah sebagai berikut:
 - Beban hidup bangunan (ruko) : 479 Kg/m^2
 - Beban hidup plat : 96 Kg/m^2
- Dimensi Balok dan Kolom

Tabel 3.1 Tabel Dimensi Balok, Kolom, dan Plat

No	Struktur	Nama	Dimensi
1	Balok	B1	30 x 50
		B2	25 x 50
		B3	20 x 40
2	Kolom	K1	40 x 60
		K2	35 x 40
3	Plat	S1	tebal 0,13

3.2 Perhitungan Pembebanan

- Input dimensi balok, kolom, dan plat lantai sesuai dengan proyek

- Perataan beban plat dihitung secara manual
- Perhitungan berat sendiri plat dan balok dihitung secara manual
- Perhitungan berat sendiri kolom akan dihitung menggunakan ETABS

3.2.1. Perhitungan beban kolom

1) Perhitungan beban kolom lantai basement dan lantai 1

• Kolom K1

Beban mati (qd)

Dimensi b : 40 cm ; h: 60 cm ; t: 400 cm

$$\begin{aligned}
 \text{- Berat sendiri kolom} &= b \times h \times t \times \text{bj.beton} \\
 &= 0,4 \times 0,6 \times 4 \times 2400 \\
 &= 2304 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

2) Perhitungan beban kolom lantai 2 dan 3

• Kolom K2

Beban mati (qd)

Dimensi b : 35 cm ; h: 40 cm ; t: 340 cm

$$\begin{aligned}
 \text{- Berat sendiri kolom} &= b \times h \times t \times \text{bj.beton} \\
 &= 0,35 \times 0,4 \times 3,4 \times 2400 \\
 &= 1142 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

3) Perhitungan beban kolom lantai 4

• Kolom K2

Beban mati (qd)

Dimensi b : 35 cm ; h: 40 cm ; t: 320 cm

$$\begin{aligned}
 \text{- Berat sendiri kolom} &= b \times h \times t \times \text{bj.beton} \\
 &= 0,35 \times 0,4 \times 3,2 \times 2400 \\
 &= 1075 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

3.2.2. Perhitungan beban Plat

1) Perhitungan beban plat yang bekerja pada lantai basement

· Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}
 \text{- Berat sendiri plat} &= 0,13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 312 \text{ Kg/m}^2 \\
 \text{- Berat spesi (tebal 4 cm)} &= 4 \times 21 \text{ Kg/m}^2 = 84 \text{ Kg/m}^2 \\
 \text{- Penutup lantai (keramik)} &= 1 \times 24 \text{ Kg/m}^2 = 24 \text{ Kg/m}^2 \\
 \text{qd} &= 420 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

- Beban hidup (ql)
 - Lantai pertokoan untuk ruko = ql = 479 Kg/m²

2) Perhitungan beban plat yang bekerja pada lantai 1

- Beban mati (qd)
 - Berat sendiri plat = 0,13 x 2400 Kg/m³ = 312 Kg/m²
 - Berat spesi (tebal 4 cm) = 4 x 21 Kg/m² = 84 Kg/m²
 - Penutup lantai (keramik) = 1 x 24 Kg/m² = 24 Kg/m²
 qd = 420 Kg/m²
- Beban hidup (ql)
 - Lantai pertokoan = ql = 479 Kg/m²

3) Perhitungan beban plat yang bekerja pada lantai 2-4

- Beban mati (qd)
 - Berat sendiri plat = 0,13 x 2400 Kg/m³ = 312 Kg/m²
 - Berat spesi (tebal 4 cm) = 4 x 21 Kg/m² = 84 Kg/m²
 - Penutup lantai (keramik) = 1 x 24 Kg/m² = 24 Kg/m²
 qd = 420 Kg/m²
- Beban hidup (ql)
 - Lantai pertokoan = ql = 479 Kg/m²

4) Perhitungan beban plat yang bekerja pada lantai atap

- Beban mati (qd)
 - Berat sendiri plat = 0,13 x 2400 Kg/m³ = 312 Kg/m²
 - Berat spesi (tebal 4 cm) = 4 x 21 Kg/m² = 84 Kg/m²
 qd = 396 Kg/m²
- Beban hidup (ql)
 - Lantai plat = ql = 96 Kg/m²

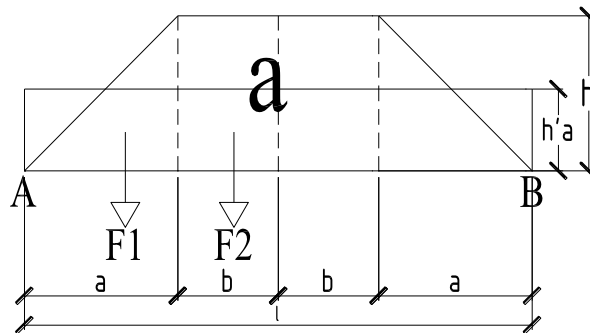
6) Perhitungan Perataan Beban Plat Lantai

Contoh perhitungan perataan beban, perhitungan selanjutnya ditabekan:

1. Perataan Beban Tipe a

$$a = 0,888 \text{ m} \quad l = 3,224 \text{ m}$$

$$b = 0,724 \text{ m} \quad h = 0,900 \text{ m}$$



Gambar 3.1 Gambar Perhitungan Perataan Beban Tipe a

$$F1 = \frac{1}{2} \times a \times h$$

$$= 0,5 \times 0,888 \times 0,9 = 0,40 \text{ m}^2$$

$$F2 = b \times h$$

$$= 0,72 \times 0,9 = 0,652 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 + F2 = 0,400 \text{ m}^2 + 0,652 \text{ m}^2 = 1,051 \text{ m}^2$$

$$M_{\max 1} = \frac{1}{8} \cdot h'a \cdot l^2$$

$$= 0,13 \cdot h'a \cdot 10,394$$

$$= 1,299 \cdot h'a$$

$$M_{\max 2} = (RA \cdot (a + b)) - (F1 \cdot (b + \frac{1}{3}a)) - (F2 \cdot \frac{1}{2} \cdot b)$$

$$= (1,051 \cdot 1,612) - (0,400 \cdot (0,724 + 0,296))$$

$$- (0,652 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,724)$$

$$= 1,051$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$1,3 \cdot h'a = 1,051$$

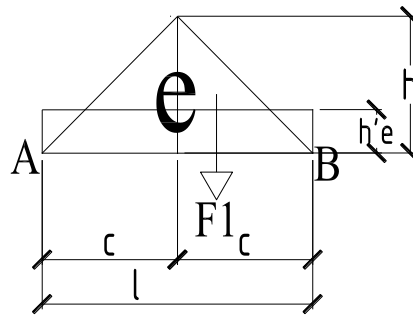
$$h'a = 0,809 < 0,9 \quad (\text{OK})$$

2. Perataan Beban Tipe e

$$c : 0,308$$

$$l : 0,616$$

$$h : 0,306$$



Gambar 3.2 Gambar Perhitungan Perataan Beban Tipe e

$$\begin{aligned}
 F1 &= 1/2 \times c \times h \\
 &= 0,5 \cdot 0,308 \cdot 0,306 = 0,05 \text{ m}^2 \\
 RA &= RB = F1 \cdot = 0,05 \text{ m}^2 \\
 M_{\max 1} &= 1/8 \cdot h'e \cdot l^2 \\
 &= 0,13 \cdot h'e \cdot 0,37946 \\
 &= 0,047 \cdot h'e \\
 M_{\max 2} &= (RA \cdot c) - (F1 \cdot 1/3 \cdot c) \\
 &= (0,05 \cdot 0,308) - (0,05 \cdot 1/3 \cdot 0,308) \\
 &= 0,0145 - 0,00484 \\
 &= 0,0097 \\
 M_{\max 1} &= M_{\max 2} \\
 0,047 \cdot h'e &= 0,010 \\
 h'e &= 0,204 < 0,306 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Tabel 3.2 Tabel Perhitungan Perataan Beban

Tipe	Bentuk	a/c	b	l	h	F1	F2	RA =RB	MMax ₁	MMax ₂	h'
a	trapesium	0,888	0,724	3,224	0,900	0,400	0,652	1,051	1,299 h'	1,051	0,809
b	segitiga	0,404	-	0,808	0,406	0,082	-	0,082	0,082 h'	0,022	0,271
c	segitiga	0,404	-	0,808	0,406	0,082	-	0,082	0,082 h'	0,022	0,271
d	trapesium	0,785	0,049	1,668	0,775	0,304	0,038	0,342	0,348 h'	0,190	0,546
e	segitiga	0,775	-	1,550	0,785	0,304	-	0,304	0,300 h'	0,157	0,523
f	trapesium	1,258	0,467	3,450	1,275	0,802	0,595	1,397	1,488 h'	1,561	1,049
g	segitiga	1,275	-	2,550	1,258	0,802	-	0,802	0,813 h'	0,682	0,839
h	trapesium	1,951	0,549	5,000	1,978	1,930	1,086	3,015	3,125 h'	4,926	1,576

i	segitiga	1,978	-	3,956	1,951	1,930	-	1,930	1,956	h'	2,544	1,301
j	segitiga	2,500	-	5,000	2,533	3,166	-	3,166	3,125	h'	5,277	1,689
k	trapesium	2,533	0,037	5,140	2,500	3,166	0,093	3,259	3,302	h'	5,583	1,690
l	trapesium	2,533	0,494	6,054	2,500	3,166	1,235	4,401	4,581	h'	8,780	1,916
m	trapesium	0,888	0,724	3,224	0,900	0,400	0,652	1,051	1,299	h'	1,051	0,809
n	segitiga	0,825	-	1,650	0,836	0,345	-	0,345	0,340	h'	0,190	0,557
o	trapesium	0,836	0,064	1,800	0,825	0,345	0,053	0,398	0,405	h'	0,238	0,588
p	trapesium	1,258	0,405	3,326	1,275	0,802	0,516	1,318	1,383	h'	1,427	1,032
q	trapesium	1,951	0,486	4,874	1,978	1,930	0,961	2,891	2,969	h'	4,619	1,555
r	segitiga	2,437	-	4,874	2,470	3,010	-	3,010	2,969	h'	4,890	1,647
s	trapesium	2,470	0,100	5,140	2,437	3,010	0,244	3,253	3,302	h'	5,570	1,687
t	segitiga	2,437	-	4,874	2,470	3,010	-	3,010	2,969	h'	4,890	1,647
u	trapesium	2,470	0,557	6,054	2,437	3,010	1,357	4,367	4,581	h'	8,687	1,896
v	trapesium	2,146	0,354	5,000	2,175	2,334	0,770	3,104	3,125	h'	5,127	1,641
w	segitiga	2,175	-	4,350	2,146	2,334	-	2,334	2,365	h'	3,384	1,431
x	trapesium	2,146	0,291	4,874	2,175	2,334	0,633	2,967	2,969	h'	4,789	1,613
y	trapesium	0,950	0,063	2,026	0,956	0,454	0,060	0,514	0,513	h'	0,347	0,676
z	segitiga	0,956	-	1,912	0,950	0,454	-	0,454	0,457	h'	0,289	0,633
aa	trapesium	0,950	0,538	2,976	0,956	0,454	0,514	0,968	1,107	h'	0,915	0,826
ab	segitiga	0,776	-	1,552	0,781	0,303	-	0,303	0,301	h'	0,157	0,521
ac	trapesium	0,781	0,495	2,552	0,776	0,303	0,384	0,687	0,814	h'	0,553	0,679
ad	trapesium	0,553	1,947	5,000	0,583	0,161	1,135	1,296	3,125	h'	1,792	0,573
ae	segitiga	0,583	-	1,166	0,553	0,161	-	0,161	0,170	h'	0,063	0,369
af	trapesium	0,950	0,475	2,850	0,956	0,454	0,454	0,908	1,015	h'	0,827	0,814
ag	trapesium	0,553	1,884	4,874	0,583	0,161	1,098	1,260	2,969	h'	1,701	0,573
ah	trapesium	0,950	0,475	2,850	0,956	0,454	0,454	0,908	1,015	h'	0,827	0,814
ai	trapesium	1,022	0,060	2,164	0,956	0,489	0,057	0,546	0,585	h'	0,393	0,672
aj	segitiga	0,956	-	1,912	1,022	0,489	-	0,489	0,457	h'	0,311	0,681
ak	trapesium	1,271	1,229	5,000	1,275	0,810	1,567	2,377	3,125	h'	3,641	1,165
al	segitiga	1,275	-	2,550	1,271	0,810	-	0,810	0,813	h'	0,689	0,847
am	trapesium	1,022	0,060	2,164	0,956	0,489	0,057	0,546	0,585	h'	0,393	0,672
an	trapesium	1,270	1,167	4,874	1,275	0,810	1,488	2,298	2,969	h'	3,443	1,160

3.2.4. Perhitungan Beban Balok

3.2.4.1. Perhitungan Beban Mati Balok Memanjang

1) Perhitungan Lebar Efektif Balok Memanjang

• Lantai Basement dan Lantai 1

Line A''

→ Balok B1 grid A1-A2=A2-A3=A3-A4=A4-A5=A7-A8=A8-A9=A9-A10
=A10-A11=A13-A14=A14-A15=A15-A16=A16-A17=A17-A18

Balok B1 ; dimensi : $b = 30 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 5 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b)$
= $5 - (0,15 + 0,15) = 4,7 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$
 $\leq 0,3 + 0,08 \cdot 5 = 0,717 \text{ m}$

b efektif $\leq b + 6 \cdot h_f$
 $\leq 0,3 + 6 \cdot 0,13 = 1,080 \text{ m}$

b efektif $\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n$
 $\leq 0,3 + 2,350 = 2,650 \text{ m}$

b efektif diambil nilai terkecil = 0,717 m

→ Balok B1 grid A5-A7=A11-A13

Balok B1 ; dimensi : $b = 30 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 4,875 m

$$\begin{aligned}
\text{Tebal Plat} &= 0,13 \text{ m} \\
\text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} &= L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b) \\
&= 4,875 - (0,15 + 0,15) \\
&= 4,6 \text{ m} \\
\text{Perhitungan b efektif} & \\
b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
&\leq 0,3 + 0,08 \cdot 4,875 \\
&\leq 0,706 \text{ m} \\
b \text{ efektif} &\leq b + 6 \cdot h_f \\
&\leq 0,3 + 6 \cdot 0,13 = 1,080 \text{ m} \\
b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n \\
&\leq 0,3 + 2,288 = 2,588 \text{ m} \\
b \text{ efektif diambil nilai terkecil} &= 0,706 \text{ m}
\end{aligned}$$

Line A = B = C = C'

→ Balok B2 grid A1-A2=A2-A3=A3-A4=A4-A5=A7-A8=A8-A9=A9-A10
=A10-A11=A13-A14=A14-A15=A15-A16=A16-A17=A17-A18

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
\text{Bentuk Balok} &= \text{Balok T} \\
\text{Panjang Balok (L)} &= 5 \text{ m} \\
\text{Tebal Plat} &= 0,13 \text{ m} \\
\text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} &= L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b) \\
&= 5 - (0,125 + 0,125) \\
&= 4,75 \text{ m}
\end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\begin{aligned}
 &\leq 0,25 \cdot 5 = 1,250 \text{ m} \\
 b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri} \\
 &\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
 &\leq 2,330 \text{ m} \\
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 2,375 + 2,375 \\
 &\leq 5 \text{ m} \\
 b \text{ efektif diambil nilai terkecil} &= 1,250 \text{ m}
 \end{aligned}$$

→ Balok 2 (Grid A5-A7, A11-A13)

$$\begin{aligned}
 \text{Balok B2} &; \text{dimensi : } b = 25 \text{ cm dan } h = 50 \text{ cm} \\
 \text{Bentuk Balok} &= \text{Balok T} \\
 \text{Panjang Balok (L)} &= 4,875 \text{ m} \\
 \text{Tebal Plat} &= 0,13 \text{ m} \\
 \text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} &= L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b) \\
 &= 4,875 - (0,125 + 0,125) \\
 &= 4,625 \text{ m} \\
 \text{Perhitungan } b \text{ efektif} & \\
 b \text{ efektif} &\leq 1/4 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 \cdot 4,875 = 1,219 \text{ m} \\
 b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri} \\
 &\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
 &\leq 2,330 \text{ m} \\
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 2,3125 + 2,3125 \\
 &\leq 4,875 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b efektif diambil nilai terkecil = 1,219 m

Line D

→ Balok B2 grid A1-A2=A2-A3=A3-A4=A4-A5=A7-A8=A8-A9=A9-A10
=A10-A11=A13-A14=A14-A15=A15-A16=A16-A17=A17-A18

Balok B2 ; dimensi : b = 25 cm dan h = 50 cm

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 5 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (Ln) = $L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b)$
= $5 - (0,13 + 0,13) = 4,8 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$
 $\leq 0,25 + 0,08 \cdot 5 = 0,667 \text{ m}$

b efektif $\leq b + 6 \cdot hf$
 $\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}$

b efektif $\leq b + \frac{1}{2} \cdot Ln$
 $\leq 0,25 + 2,375 = 2,625 \text{ m}$

b efektif diambil nilai terkecil = 0,667 m

→ Balok B2 grid A5-A7=A11-A13

Balok B2 ; dimensi : b = 25 cm dan h = 50 cm

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 4,875 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (Ln) = $L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b)$

$$= 4,875 - (0,13 + 0,13)$$

$$= 4,6 \text{ m}$$

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq b + 1/12 \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\leq 0,25 + 0,08 \cdot 4,875$$

$$= 0,656 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 6 \cdot h_f$$

$$\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 1/2 \cdot L_n$$

$$\leq 0,25 + 2,313 = 2,563 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,656 \text{ m}$$

• **Lantai 2 = Lantai 3 = Lantai 4 = Atap**

Line A' = D

→ Balok B2 grid A1-A2=A2-A3=A3-A4=A4-A5=A7-A8=A8-A9=A9-A10
=A10-A11=A13-A14=A14-A15=A15-A16=A16-A17=A17-A18

Balok B2 ; dimensi : b= 25 cm dan h= 50 cm

Bentuk Balok = Balok L

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang Balok (L)} &= 5,000 \text{ m} \\
 \text{Tebal Plat} &= 0,13 \text{ m} \\
 \text{Panjang bersih balok (Ln)} &= L - \left(\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right) \\
 &= 5 - (0,125 + 0,125) \\
 &= 4,75 \text{ m} \\
 \\
 \text{Perhitungan b efektif} & \\
 b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 + 0,08 \cdot 5,000 \\
 &\leq 0,667 \text{ m} \\
 \\
 b \text{ efektif} &\leq b + 6 \cdot hf \\
 &\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m} \\
 \\
 b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{2} \cdot Ln \\
 &\leq 0,25 + 2,375 = 2,625 \text{ m} \\
 \\
 b \text{ efektif diambil nilai terkecil} &= 0,667 \text{ m}
 \end{aligned}$$

→ Balok B2 grid A5-A7=A11-A13

$$\begin{aligned}
 \text{Balok B2 ; dimensi : } b &= 25 \text{ cm dan } h = 50 \text{ cm} \\
 \text{Bentuk Balok} &= \text{Balok L} \\
 \text{Panjang Balok (L)} &= 4,875 \text{ m} \\
 \text{Tebal Plat} &= 0,13 \text{ m} \\
 \text{Panjang bersih balok (Ln)} &= L - \left(\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right) \\
 &= 4,875 - (0,125 + 0,125) \\
 &= 4,625 \text{ m} \\
 \\
 \text{Perhitungan b efektif} & \\
 b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 + 0,08 \cdot 4,875
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \leq 0,656 \text{ m} \\
b \text{ efektif} & \leq b + 6 \cdot hf \\
& \leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m} \\
b \text{ efektif} & \leq b + 1/2 \cdot L_n \\
& \leq 0,25 + 2,3125 = 2,563 \text{ m} \\
b \text{ efektif diambil nilai terkecil} & = 0,656 \text{ m}
\end{aligned}$$

Line A = B = C = C'

→ Balok B2 grid A1-A2=A2-A3=A3-A4=A4-A5=A7-A8=A8-A9=A9-A10
=A10-A11=A13-A14=A14-A15=A15-A16=A16-A17=A17-A18

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 5 m

Tebal Plat = 0,13 m

$$\begin{aligned}
\text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} & = L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b) \\
& = 5 - (0,125 + 0,125) \\
& = 4,75 \text{ m}
\end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}
b \text{ efektif} & \leq 1/4 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
& \leq 0,25 \cdot 5 = 1,250 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
b \text{ efektif} & \leq b + 8 \cdot hf_{\text{kanan}} + 8 \cdot hf_{\text{kiri}} \\
& \leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
& \leq 2,330 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
b \text{ efektif} & \leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
& \leq 0,25 + 2,375 + 2,375 \\
& \leq 5 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 1,250 \text{ m}$$

→ Balok 2 (Grid A5-A7, A11-A13)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 4,875 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n)
 $= L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b)$
 $= 4,875 - (0,125 + 0,125)$
 $= 4,625 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif $\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$
 $\leq 0,25 \cdot 4,875 = 1,219 \text{ m}$

b efektif $\leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri}$
 $\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13$
 $\leq 2,330 \text{ m}$

b efektif $\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n$
 $\leq 0,25 + 2,3125 + 2,3125$
 $\leq 4,875 \text{ m}$

b efektif diambil nilai terkecil = 1,219 m

2) Perhitungan Pembebanan Balok Memanjang

Contoh perhitungan pembebanan balok, perhitungan selanjutnya ditabelkan:

• Lantai Basement

Tinggi dinding	= 4,0 m
Tebal plat	= 0,13 m
Bj Beton	= 2400 Kg/m ³
Bj Batu Bata	= 1700 Kg/m ³
Bs. Plat	= 420 Kg/m ²

Line A''

→ Balok B1 grid A1-A2=A2-A3=A3-A4=A4-A5=A7-A8=A8-A9=A9-A10
=A10-A11=A13-A14=A14-A15=A15-A16=A16-A17=A17-A18

Balok B1 ; dimensi : b= 30 cm dan h= 50 cm

Tipe balok = Balok L

Berat sendiri balok = [(b x (hbalok-hplat)) x bj beton]
= [(0,30 . (0,5 - 0,13)) x 2400]
= 266,4 Kg/m

Berat retening wall = (tinggi dinding - tinggi balok) x tebal x bj beton
= [(4 - 0,5) x 0,15 x 2400]
= 1260 Kg/m

Berat plat = perataan tipe j x bs. plat
= 1,689 x 420 = 709 Kg/m

q.total = berat sendiri + retening wall + plat
= 266,40 + 1260 + 709,24
= 2235,6 Kg/m

Tabel 3.3 Beban Balok Memanjang Lantai Basement

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
As A" / Grid A1- A5=A7-A11=A13-A18	30 x 50	j = 1,6887	266,4	1260	709	2235,6
As A" / Grid A5- A7=A11-A13	30 x 50	t = 1,647	266,4	1260	692	2218,0
As A / Grid A1- A5=A7-A11=A13-A18	25 x 50	j+j = 3,3773	222	-	1418	1640,5
As A / Grid A5- A7=A11-A13	25 x 50	t+r = 3,293	222	-	1383	1605,2
As B / Grid A1- A5=A7-A11=A13-A18	25 x 50	j+h = 3,2651	222	-	1371	1593,3
As B / Grid A5- A7=A11-A13	25 x 50	r+q = 3,2021	222	-	1345	1566,9
As C / Grid A1- A5=A7-A11=A13-A18	25 x 50	h+v = 3,2172	222	-	1351	1573,2
As C / Grid A5- A7=A11-A13	25 x 50	q+v = 3,1682	222	-	1331	1552,7
As D / Grid A1- A5=A7-A11=A13-A18	25 x 50	v = 1,6408	222	892,5	689	1803,6
As D / Grid A5- A7=A11-A13	25 x 50	x = 1,6128	222	892,5	677	1791,9

• **Lantai 1**

Tinggi dinding = 4,0 m

Tebal plat = 0,13 m

Bj Beton = 2400 Kg/m³

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m³

Bs. Plat = 420 Kg/m²

Tabel 3.4 Beban Balok Memanjang Lantai 1

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
As A" / Grid A1-A5=A7- A11=A13-A18	30 x 50	j = 1,6887	266,4	-	709	975,6
As A" / GridA5- A7=A11-A13	30 x 50	t = 1,647	266,4	-	692	958,0
As A / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	j+j = 3,3773	222	892,5	1418	2533,0
As A / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	t+r = 3,293	222	892,5	1383	2497,7
As B / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	j+h = 3,2651	222	-	1371	1593,3
As B / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	r+q = 3,2021	222	-	1345	1566,9
As C / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	e+f+h = 3,2672	222	-	1372	1594,2
As C / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	d+p+q = 3,2633	222	-	1371	1592,6
As C' / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	a+c+e +f = 2,8235	222	892,5	1186	2300,4
As C' / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	m+n+ d+p = 3,1254	222	892,5	1313	2427,2
As D / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	a+c = 1,1328	222	892,5	476	1590,3
As D / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	m+n = 1,4175	222	892,5	595	1709,9

• **Lantai 2 dan 3**

Tinggi dinding = 3,4 m

Tebal plat = 0,13 m

Bj Beton = 2400 Kg/m³

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m³

Bs. Plat = 420 Kg/m²

Tabel 3.5 Beban Balok Memanjang Lantai 2 dan 3

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
As A' / Grid A1-A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ad = 0,5735	222	-	241	462,9
As A' / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	ag = 0,573	222	-	241	462,7
As A / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ad+j = 2,2622	222	739,5	950	1911,6
As A / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	r+ag = 2,220	222	739,5	932	1893,8
As B / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	j+h = 3,2651	222	-	1371	1593,3
As B / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	r+q = 3,2021	222	-	1345	1566,9
As C / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	h+ab = 2,0971	222	-	881	1102,8
As C / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	q+ab = 2,0761	222	-	872	1094,0
As C' / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	y+aa+ ab = 2,0225	222	739,5	849	1811,0
As C' / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	y+ab+ af = 2,0108	222	739,5	845	1806,0
As D / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	a+c = 3,3268	222	892,5	1397	2511,7
As D / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	m+n = 1,3874	222	892,5	583	1697,2

• **Lantai 4**

Tinggi dinding = 3,2 m

Tebal plat = 0,13 m

Bj Beton = 2400 Kg/m³

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m³

Bs. Plat = 420 Kg/m²

Tabel 3.6 Beban Balok Memanjang Lantai 4

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
As A' / Grid A1-A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ad = 0,5735	222	-	241	462,9
As A' / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	ag = 0,573	222	-	241	462,7
As A / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ad+j = 2,2622	222	688,5	950	1860,6
As A / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	r+ag = 2,220	222	688,5	932	1842,8
As B / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	j+h = 3,2651	222	-	1371	1593,3
As B / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	r+q = 3,2021	222	-	1345	1566,9
As C / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	h+ab = 2,0971	222	-	881	1102,8
As C / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	q+ab = 2,0761	222	-	872	1094,0
As C' / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	y+aa+ ab = 2,0225	222	688,5	849	1760,0
As C' / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	y+ab+ af = 2,0108	222	688,5	845	1755,0
As D / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	a+c = 1,1328	222	688,5	476	1386,3
As D / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	m+n = 1,4175	222	688,5	595	1505,9

• **Lantai Atap**

Tinggi dinding = 0,3 m

Tebal plat = 0,13 m

Bj Beton = 2400 Kg/m³

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m³

Bs. Plat = 396 Kg/m²

Tabel 3.7 Beban Balok Memanjang Lantai Atap

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
As A' / Grid A1-A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ad = 0,5735	222	-	241	462,9
As A' / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	ag = 0,573	222	-	241	462,7
As A / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ad+j = 2,2622	222	76,5	950	1248,6
As A / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	r+ag = 2,220	222	76,5	932	1230,8
As B / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	j+h = 3,2651	222	-	1371	1593,3
As B / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	r+q = 3,2021	222	-	1345	1566,9
As C / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	h+ak = 2,7416	222	-	1151	1373,5
As C / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	q+an = 2,715	222	-	1140	1362,3
As C' / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ak+ai = 1,8368	222	76,5	771	1070,0
As C' / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	am+an = 1,8313	222	76,5	769	1067,6
As D / Grid A1- A5=A7- A11=A13-A18	25 x 50	ai = 0,6717	222	76,5	282	580,6
As D / GridA5- A7=A11-A13	25 x 50	am = 0,6717	222	76,5	282	580,6

3.2.4.2. Perhitungan Beban Hidup Balok Memanjang

Contoh perhitungan pembebanan beban hidup, selanjutnya perhitungan akan ditabelkan:

- **Lantai Basement**

Line A''

→ Balok B1 grid A1-A2=A2-A3=A3-A4=A4-A5=A7-A8=A8-A9=A9-A10=A10-A11=A13-A14=A14-A15=A15-A16=A16-A17=A17-A18

Balok B1 ; dimensi : $b = 30 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Tipe balok = Balok L

Beban hidup = perataan tipe j x beban hidup
 $= 1,689 \times 479 = 809 \text{ Kg/m}$

Tabel 3.8 Tabel Beban Hidup Balok Memanjang

No	Jenis Balok /Line	Koef. reduksi	Perataan Beban (m)	life load Kg/m	Total beban hidup (Kg)
Lantai Basement					
1	B1 As A'' /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$t = 1,647$	479	394,377
2	B1 As A/ Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$j + j = 3,377$	479	808,871
3	B2 As A/ Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$t + r = 3,293$	479	788,753
4	B2 As B/ Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$j + h = 3,265$	479	781,995
5	B2 As B/ Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$r + q = 3,202$	479	766,900
6	B2 As C/ Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$h + v = 3,217$	479	770,527
7	B2 As C/ Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$q + x = 3,168$	479	758,790
8	B2 As D/ Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$v = 1,641$	479	392,968
9	B2 As D/ Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$x = 1,613$	479	386,267
Lantai 1					
10	B2 As A' /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$j = 1,689$	479	404,436
11	B2 As A' /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$t = 1,647$	479	394,377
12	B2 As A /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$j + j = 3,377$	479	808,871
13	B2 As A /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$t + r = 3,293$	479	788,753
14	B2 As B /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$j + h = 3,265$	479	781,995
15	B2 As B /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$r + q = 3,202$	479	766,900
16	B2 As C /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$e+f+h = 3,149$	479	754,126

17	B2 As C /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$d+p+q = 3,133$	479	750,437
18	B2 As C' /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$a+c+e+f = 2,652$	479	635,137
19	B2 As C' /Grid A5-A7 = A11-14	0,5	$m+n+d+p = 2,944$	479	705,142
20	B2 As D /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$a+c = 1,080$	479	258,571
21	B2 As D /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$m+n = 1,366$	479	327,228
Lantai 2,3,4					
23	B2 As A' /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$ad = 0,573$	479	137,351
24	B2 As A' /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$ag = 0,573$	479	137,232
25	B2 As A /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$ad + j = 1,255$	479	300,531
26	B2 As A /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$ag + r = 2,220$	479	531,609
27	B2 As B /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$j+h = 3,265$	479	781,995
28	B2 As B /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$r+q = 3,202$	479	766,900
29	B2 As C /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$h+ab = 2,097$	479	502,259
30	B2 As C /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$q+ab = 2,076$	479	497,223
31	B2 As C' /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A19	0,5	$y+aa+ab = 2,023$	479	484,392
32	B2 As C' /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$y+ab+af = 2,011$	479	481,581
33	B2 As D /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$y+aa = 1,502$	479	359,692
34	B2 As D /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$y+af = 1,490$	479	356,881
Lantai Atap					
35	B2 As A' /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$ad = 0,573$	96	27,528
36	B2 As A' /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$ag = 0,573$	96	27,504
37	B2 As A /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$ad + j = 1,255$	96	60,232
38	B2 As A /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$ag + r = 2,220$	96	106,544
39	B2 As B /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$j+h = 3,265$	96	156,726
40	B2 As B /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$r+q = 3,202$	96	153,700
41	B2 As C /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$h+ak = 2,742$	96	131,597
42	B2 As C /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$q+am = 2,227$	96	106,902
43	B2 As C' /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$ak+ai = 1,837$	96	88,169
44	B2 As C' /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$am+an = 1,831$	96	87,901
45	B2 As D /Grid A1-A5, A7-A11, A13-A18	0,5	$ai = 0,672$	96	32,241
46	B2 As D /Grid A5-A7 = A11-13	0,5	$am = 0,672$	96	32,241

3.2.4.3. Perhitungan Beban Balok Melintang

1) Perhitungan Lebar Efektif Balok Melintang

- Lantai Basement

$$\text{Line A1} = \text{A6}' = \text{A6}'' = \text{A12}' = \text{A12}'' = \text{A18}$$

→ Balok B2 (As A'' - A)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 6,255 m

Tebal Plat = 0,13 m

$$\begin{aligned}\text{Panjang bersih balok (Ln)} &= L - \left(\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right) \\ &= 6,255 - (0,125 + 0,125) \\ &= 6,005 \text{ m}\end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\ &\leq 0,25 + 0,08 \cdot 6,255 = 0,771 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq b + 6 \cdot hf \\ &\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{2} \cdot Ln \\ &\leq 0,25 + 3,0025 = 3,253 \text{ m}\end{aligned}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,771 \text{ m}$$

→ Balok B2 (As A - B)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 5,140 m

Tebal Plat = 0,13 m

$$\text{Panjang bersih balok (Ln)} = L - \left(\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right)$$

$$= 5,140 - (0,13 + 0,13)$$

$$= 4,890 \text{ m}$$

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\leq 0,25 + 0,08 \cdot 5,140 = 0,678 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 6 \cdot hf$$

$$\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n$$

$$\leq 0,25 + 2,445 = 2,695 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,678 \text{ m}$$

→ Balok B2 (As B - C)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 3,955 m

Tebal Plat = 0,13 m

$$\text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} = L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b)$$

$$= 3,955 - (0,13 + 0,13)$$

$$= 3,705 \text{ m}$$

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\leq 0,25 + 0,08 \cdot 3,955 = 0,580 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 6 \cdot hf$$

$$\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n$$

$$\leq 0,25 + 1,853 = 2,103 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,580 \text{ m}$$

→ Balok B2 (As C - D)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 4,688 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n)
= $L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b)$
= $4,688 - (0,125 + 0,125)$
= 4,438 m

Perhitungan b efektif

b efektif $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$
 $\leq 0,25 + 0,08 \cdot 4,688 = 0,641 \text{ m}$

b efektif $\leq b + 6 \cdot hf$
 $\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}$

b efektif $\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n$
 $\leq 0,25 + 2,219 = 2,469 \text{ m}$

b efektif diambil nilai terkecil = 0,641 m

Line (Grid A2, A3, A4, A5, A7, A8, A9, A10, A11, A13, A14, A15, A16, A17)

→ Balok B2 (As A'-A)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 6,255 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 6,255 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\leq 0,25 \cdot 6,255 = 1,564 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri}$$

$$\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13$$

$$\leq 2,330 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n$$

$$\leq 0,25 + 3,128 + 3,128$$

$$\leq 6,505 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 1,564 \text{ m}$$

→ Balok B2 (As A - B)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 5,140 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 5,140 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\leq 0,25 \cdot 5,140 = 1,285 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri}$$

$$\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13$$

$$\leq 2,330 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n$$

$$\leq 0,25 + 2,570 + 2,570$$

$$\leq 5,390 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 1,285 \text{ m}$$

→ Balok B2 (As C - D)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 4,688 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 4,688 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned} b \text{ efektif} &\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\ &\leq 0,25 \cdot 4,688 = 1,172 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf_{\text{kanan}} + 8 \cdot hf_{\text{kiri}} \\ &\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\ &\leq 2,330 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n \\ &\leq 0,25 + 2,344 + 2,344 \\ &\leq 4,938 \text{ m} \end{aligned}$$

b efektif diambil nilai terkecil = 1,172 m

→ Balok B2 (As B - C)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 3,955 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 3,955 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned} b \text{ efektif} &\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\ &\leq 0,25 \cdot 3,955 = 0,989 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf_{\text{kanan}} + 8 \cdot hf_{\text{kiri}} \\
 &\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
 &\leq 2,330 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
 - &\leq 0,25 + 1,978 + 1,978 \\
 &\leq 4,205 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,989 \text{ m}$$

• Lantai 1

$$\text{Line A1} = \text{A6}' = \text{A6}'' = \text{A12}' = \text{A12}'' = \text{A18}$$

→ Balok B2 (As A'' - A)

$$\text{Balok B2 ; dimensi : } b = 25 \text{ cm dan } h = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Bentuk Balok} = \text{Balok L}$$

$$\text{Panjang Balok (L)} = 6,255 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Plat} = 0,13 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} &= L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b) \\
 &= 6,255 - (0,125 + 0,125) \\
 &= 6,005 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/12 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 + 0,08 \cdot 6,255 = 0,771 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 6 \cdot hf \\
 &\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 3,0025 = 3,253 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,771 \text{ m}$$

→ Balok B2 (As A - B)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 5,140 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n)
 $= L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b)$
 $= 5,140 - (0,13 + 0,13)$
 $= 4,890 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$
 $\leq 0,25 + 0,08 \cdot 5,140 = 0,678 \text{ m}$

b efektif $\leq b + 6 \cdot hf$
 $\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}$

b efektif $\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n$
 $\leq 0,25 + 2,445 = 2,695 \text{ m}$

b efektif diambil nilai terkecil = 0,678 m

→ Balok B2 (As B - C)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 3,955 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n)
 $= L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b)$
 $= 3,955 - (0,13 + 0,13)$
 $= 3,705 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned} b \text{ efektif} &\leq b + 1/12 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\ &\leq 0,25 + 0,08 \cdot 3,955 = 0,580 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b \text{ efektif} &\leq b + 6 \cdot hf \\ &\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n \\ &\leq 0,25 + 1,853 = 2,103 \text{ m} \end{aligned}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,580 \text{ m}$$

→ Balok B2 (As C - D)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 4,688 m

Tebal Plat = 0,13 m

$$\begin{aligned} \text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} &= L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b) \\ &= 4,688 - (0,125 + 0,125) \\ &= 4,438 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned} b \text{ efektif} &\leq b + 1/12 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\ &\leq 0,25 + 0,08 \cdot 4,688 = 0,641 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b \text{ efektif} &\leq b + 6 \cdot hf \\ &\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n \\ &\leq 0,25 + 2,219 = 2,469 \text{ m} \end{aligned}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,641 \text{ m}$$

Line (Grid A2, A3, A4, A5, A7, A8, A9, A10, A11, A13, A14, A15, A16, A17)

→ Balok B2 (As A'-A)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 6,255 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 6,255 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif $\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$

$$\leq 0,25 \cdot 6,255 = 1,564 \text{ m}$$

b efektif $\leq b + 8 \cdot hf_{\text{kanan}} + 8 \cdot hf_{\text{kiri}}$

$$\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13$$

$$\leq 2,330 \text{ m}$$

b efektif $\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n$

$$\leq 0,25 + 3,128 + 3,128$$

$$\leq 6,505 \text{ m}$$

b efektif diambil nilai terkecil = 1,564 m

→ Balok B2 (As A - B)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 5,140 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 5,140 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif $\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$

$$\begin{aligned}
 &\leq 0,25 \cdot 5,140 = 1,285 \text{ m} \\
 \text{b efektif} &\leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri} \\
 &\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
 &\leq 2,330 \text{ m} \\
 \text{b efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 2,570 + 2,570 \\
 &\leq 5,390 \text{ m} \\
 \text{b efektif diambil nilai terkecil} &= 1,285 \text{ m}
 \end{aligned}$$

→ Balok B2 (As C - D)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 4,688 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 4,688 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}
 \text{b efektif} &\leq 1/4 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 \cdot 4,688 = 1,172 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b efektif} &\leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri} \\
 &\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
 &\leq 2,330 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 2,344 + 2,344 \\
 &\leq 4,938 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{b efektif diambil nilai terkecil} = 1,172 \text{ m}$$

→ Balok B2 (As B - C)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 3,955 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 3,955 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif $\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$

$$\leq 0,25 \cdot 3,955 = 0,989 \text{ m}$$

b efektif $\leq b + 8 \cdot hf_{\text{kanan}} + 8 \cdot hf_{\text{kiri}}$

$$\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13$$

$$\leq 2,330 \text{ m}$$

b efektif $\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n$

$$- \leq 0,25 + 1,978 + 1,978$$

$$\leq 4,205 \text{ m}$$

b efektif diambil nilai terkecil = 0,989 m

Line (Grid A1a, A2a, A3a, A4a, A5a, A7a, A6'a, A6''a, A8a, A9a, A10a, A11a, A12'a, A12''a, A13a, A14a, A15a, A16a, A17a)

→ Balok B2 (As C-C')

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 2,300 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 2,300 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif $\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$

$$\begin{aligned}
& \leq 0,25 \cdot 2,300 = 0,575 \text{ m} \\
b \text{ efektif} & \leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri} \\
& \leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
& \leq 2,330 \text{ m} \\
b \text{ efektif} & \leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
& \leq 0,25 + 1,150 + 1,150 \\
& \leq 2,550 \text{ m} \\
b \text{ efektif diambil nilai terkecil} & = 0,575 \text{ m}
\end{aligned}$$

Line (Grid A1c, A2c, A3c, A4c, A5c, A7c, A6'c, A6''c, A8c, A9c, A10c, A11c, A12'c, A12''c, A13c, A14c, A15c, A16c, A17c)

→ Balok B3 (As C'-D)

Balok B3 ; dimensi : $b = 20 \text{ cm}$ dan $h = 40 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 1,725 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 1,725 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\leq 0,25 \cdot 1,725 = 0,431 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 8 \cdot hf_{\text{kanan}} + 8 \cdot hf_{\text{kiri}}$$

$$\leq 0,2 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13$$

$$\leq 2,280 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n$$

$$\leq 0,2 + 0,863 + 0,863$$

$$\leq 1,925 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,431 \text{ m}$$

• Lantai 2,3, dan 4

$$\text{Line A1} = \text{A6}' = \text{A6}'' = \text{A12}' = \text{A12}'' = \text{A18}$$

→ Balok B2 (As A' - A)

$$\text{Balok B2 ; dimensi : } b = 25 \text{ cm dan } h = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Bentuk Balok} = \text{Balok L}$$

$$\text{Panjang Balok (L)} = 1,255 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Plat} = 0,13 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} = L - \left(\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b \right)$$

$$= 1,255 - (0,125 + 0,125)$$

$$= 1,005 \text{ m}$$

Perhitungan b efektif

$$b \text{ efektif} \leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$$

$$\leq 0,25 + 0,08 \cdot 1,255 = 0,355 \text{ m}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 6 \cdot hf$$

$$\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 0,5025 = 0,753 \text{ m} \\
 b \text{ efektif diambil nilai terkecil} &= 0,355 \text{ m}
 \end{aligned}$$

→ Balok B2 (As A - B)

$$\begin{aligned}
 \text{Balok B2 ; dimensi : } b &= 25 \text{ cm dan } h = 50 \text{ cm} \\
 \text{Bentuk Balok} &= \text{Balok L} \\
 \text{Panjang Balok (L)} &= 5,140 \text{ m} \\
 \text{Tebal Plat} &= 0,13 \text{ m} \\
 \text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} &= L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b) \\
 &= 5,140 - (0,13 + 0,13) \\
 &= 4,890 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/12 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 + 0,08 \cdot 5,140 = 0,678 \text{ m} \\
 b \text{ efektif} &\leq b + 6 \cdot h_f \\
 &\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m} \\
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 2,445 = 2,695 \text{ m} \\
 b \text{ efektif diambil nilai terkecil} &= 0,678 \text{ m}
 \end{aligned}$$

→ Balok B2 (As B - C)

$$\begin{aligned}
 \text{Balok B2 ; dimensi : } b &= 25 \text{ cm dan } h = 50 \text{ cm} \\
 \text{Bentuk Balok} &= \text{Balok L} \\
 \text{Panjang Balok (L)} &= 3,955 \text{ m} \\
 \text{Tebal Plat} &= 0,13 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} &= L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b) \\
 &= 3,955 - (0,13 + 0,13) \\
 &= 3,705 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 + 0,08 \cdot 3,955 = 0,580 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 6 \cdot h_f \\
 &\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 1,853 = 2,103 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,580 \text{ m}$$

→ Balok B2 (As C - D)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 4,688 m

Tebal Plat = 0,13 m

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} &= L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b) \\
 &= 4,688 - (0,125 + 0,125) \\
 &= 4,438 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 + 0,08 \cdot 4,688 = 0,641 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 6 \cdot h_f \\
 &\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 2,219 = 2,469 \text{ m} \\
 b \text{ efektif diambil nilai terkecil} &= 0,641 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Line (Grid A2, A3, A4, A5, A7, A8, A9, A10, A11, A13, A14, A15, A16, A17)

→ Balok B2 (As A'-A)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 1,255 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 1,255 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq 1/4 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 \cdot 1,255 = 0,314 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot h_{f.\text{kanan}} + 8 \cdot h_{f.\text{kiri}} \\
 &\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
 &\leq 2,330 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 0,628 + 0,628 \\
 &\leq 1,505 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,314 \text{ m}$$

→ Balok B2 (As A - B)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 5,140 m

$$\begin{aligned}
\text{Tebal Plat} &= 0,13 \text{ m} \\
\text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} &= L = 5,140 \text{ m} \\
\text{Perhitungan b efektif} & \\
b \text{ efektif} &\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
&\leq 0,25 \cdot 5,140 = 1,285 \text{ m} \\
b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri} \\
&\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
&\leq 2,330 \text{ m} \\
b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n \\
&\leq 0,25 + 2,570 + 2,570 \\
&\leq 5,390 \text{ m} \\
b \text{ efektif diambil nilai terkecil} &= 1,285 \text{ m}
\end{aligned}$$

→ Balok B2 (As C - D)

$$\begin{aligned}
\text{Balok B2 ; dimensi : } b &= 25 \text{ cm dan } h = 50 \text{ cm} \\
\text{Bentuk Balok} &= \text{Balok T} \\
\text{Panjang Balok (L)} &= 4,688 \text{ m} \\
\text{Tebal Plat} &= 0,13 \text{ m} \\
\text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} &= L = 4,688 \text{ m} \\
\text{Perhitungan b efektif} & \\
b \text{ efektif} &\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
&\leq 0,25 \cdot 4,688 = 1,172 \text{ m} \\
b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri} \\
&\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
&\leq 2,330 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 2,344 + 2,344 \\
 &\leq 4,938 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 1,172 \text{ m}$$

→ Balok B2 (As B - C)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 3,955 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 3,955 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq 1/4 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 \cdot 3,955 = 0,989 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot h_{f.\text{kanan}} + 8 \cdot h_{f.\text{kiri}} \\
 &\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
 &\leq 2,330 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
 - &\leq 0,25 + 1,978 + 1,978 \\
 &\leq 4,205 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,989 \text{ m}$$

Line (Grid A1a, A2a, A3a, A4a, A5a, A7a, A6'a, A6''a, A8a, A9a, A10a, A11a, A12'a, A12''a, A13a, A14a, A15a, A16a, A17a)

→ Balok B2 (As C-C')

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

$$\begin{aligned}
\text{Panjang Balok (L)} &= 2,300 \text{ m} \\
\text{Tebal Plat} &= 0,13 \text{ m} \\
\text{Panjang bersih balok (Ln)} &= L = 2,300 \text{ m} \\
\text{Perhitungan b efektif} & \\
b \text{ efektif} &\leq 1/4 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
&\leq 0,25 \cdot 2,300 = 0,575 \text{ m} \\
b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri} \\
&\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
&\leq 2,330 \text{ m} \\
b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot Ln + 1/2 \cdot Ln \\
&\leq 0,25 + 1,150 + 1,150 \\
&\leq 2,550 \text{ m} \\
b \text{ efektif diambil nilai terkecil} &= 0,575 \text{ m}
\end{aligned}$$

Line (Grid A1b, A2b, A3b, A4b, A5b, A7b, A6'b, A6''b, A8b, A9b, A10b, A11b, A12'b, A12''b, A13b A14b, A15b, A16b, A17b)

→ Balok B3 (As C'-D)

$$\begin{aligned}
\text{Balok B3 ; dimensi : } b &= 20 \text{ cm dan } h = 40 \text{ cm} \\
\text{Bentuk Balok} &= \text{Balok T} \\
\text{Panjang Balok (L)} &= 1,725 \text{ m} \\
\text{Tebal Plat} &= 0,13 \text{ m} \\
\text{Panjang bersih balok (Ln)} &= L = 1,725 \text{ m} \\
\text{Perhitungan b efektif} & \\
b \text{ efektif} &\leq 1/4 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
&\leq 0,25 \cdot 1,725 = 0,431 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf_{\text{kanan}} + 8 \cdot hf_{\text{kiri}} \\
 &\leq 0,2 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
 &\leq 2,280 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,2 + 0,863 + 0,863 \\
 &\leq 1,925 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,431 \text{ m}$$

• Lantai Atap

$$\text{Line A1} = \text{A6}' = \text{A6}'' = \text{A12}' = \text{A12}'' = \text{A18}$$

→ Balok B2 (As A' - A)

$$\text{Balok B2 ; dimensi : } b = 25 \text{ cm dan } h = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Bentuk Balok} = \text{Balok L}$$

$$\text{Panjang Balok (L)} = 1,255 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Plat} = 0,13 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} &= L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b) \\
 &= 1,255 - (0,125 + 0,125) \\
 &= 1,005 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/12 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 + 0,08 \cdot 1,255 = 0,355 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 6 \cdot hf \\
 &\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 0,5025 = 0,753 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$b \text{ efektif diambil nilai terkecil} = 0,355 \text{ m}$$

→ Balok B2 (As A - B)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 5,140 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n)
= $L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b)$
= $5,140 - (0,13 + 0,13)$
= 4,890 m

Perhitungan b efektif

b efektif $\leq b + \frac{1}{12} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$
 $\leq 0,25 + 0,08 \cdot 5,140 = 0,678 \text{ m}$

b efektif $\leq b + 6 \cdot hf$
 $\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m}$

b efektif $\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n$
 $\leq 0,25 + 2,445 = 2,695 \text{ m}$

b efektif diambil nilai terkecil = 0,678 m

→ Balok B2 (As B - C)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 3,955 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n)
= $L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b)$
= $3,955 - (0,13 + 0,13)$
= 3,705 m

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/12 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 + 0,08 \cdot 3,955 = 0,580 \text{ m} \\
 b \text{ efektif} &\leq b + 6 \cdot hf \\
 &\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m} \\
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 1,853 = 2,103 \text{ m} \\
 b \text{ efektif diambil nilai terkecil} &= 0,580 \text{ m}
 \end{aligned}$$

→ Balok B2 (As C - D)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok L

Panjang Balok (L) = 4,688 m

Tebal Plat = 0,13 m

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} &= L - (\frac{1}{2} b + \frac{1}{2} b) \\
 &= 4,688 - (0,125 + 0,125) \\
 &= 4,438 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/12 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 + 0,08 \cdot 4,688 = 0,641 \text{ m} \\
 b \text{ efektif} &\leq b + 6 \cdot hf \\
 &\leq 0,25 + 6 \cdot 0,13 = 1,030 \text{ m} \\
 b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n \\
 &\leq 0,25 + 2,219 = 2,469 \text{ m} \\
 b \text{ efektif diambil nilai terkecil} &= 0,641 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Line (Grid A2, A3, A4, A5, A7, A8, A9, A10, A11, A13, A14, A15, A16, A17)

→ Balok B2 (As A'-A)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 1,255 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 1,255 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif $\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$

$$\leq 0,25 \cdot 1,255 = 0,314 \text{ m}$$

b efektif $\leq b + 8 \cdot h_{f.kanan} + 8 \cdot h_{f.kiri}$

$$\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13$$

$$\leq 2,330 \text{ m}$$

b efektif $\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n$

$$\leq 0,25 + 0,628 + 0,628$$

$$\leq 1,505 \text{ m}$$

b efektif diambil nilai terkecil = 0,314 m

→ Balok B2 (As A - B)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 5,140 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 5,140 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

b efektif $\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)}$

$$\begin{aligned}
&\leq 0,25 \cdot 5,140 = 1,285 \text{ m} \\
b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri} \\
&\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
&\leq 2,330 \text{ m} \\
b \text{ efektif} &\leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n \\
&\leq 0,25 + 2,570 + 2,570 \\
&\leq 5,390 \text{ m} \\
b \text{ efektif diambil nilai terkecil} &= 1,285 \text{ m}
\end{aligned}$$

→ Balok B2 (As C - D)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 4,688 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 4,688 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}
b \text{ efektif} &\leq 1/4 \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
&\leq 0,25 \cdot 4,688 = 1,172 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot hf.\text{kanan} + 8 \cdot hf.\text{kiri} \\
&\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
&\leq 2,330 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$b \text{ efektif} \leq b + 1/2 \cdot L_n + 1/2 \cdot L_n$$

$$\begin{aligned}
&\leq 0,25 + 2,344 + 2,344 \\
&\leq 4,938 \text{ m} \\
\text{b efektif diambil nilai terkecil} &= 1,172 \text{ m}
\end{aligned}$$

→ Balok B2 (As B - C)

Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 3,955 m

Tebal Plat = 0,13 m

Panjang bersih balok (L_n) = $L = 3,955 \text{ m}$

Perhitungan b efektif

$$\begin{aligned}
\text{b efektif} &\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
&\leq 0,25 \cdot 3,955 = 0,989 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{b efektif} &\leq b + 8 \cdot h_{f.\text{kanan}} + 8 \cdot h_{f.\text{kiri}} \\
&\leq 0,25 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
&\leq 2,330 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\text{b efektif} \leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n$$

$$\begin{aligned}
- &\leq 0,25 + 1,978 + 1,978 \\
&\leq 4,205 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\text{b efektif diambil nilai terkecil} = 0,989 \text{ m}$$

Line (Grid A1b, A2b, A3b, A4b, A5b, A7b, A6'b, A6''b, A8b, A9b, A10b, A11b, A12'b, A12''b, A13b A14b, A15b, A16b, A17b)

→ Balok B3 (As C'-D)

Balok B3 ; dimensi : $b = 20 \text{ cm}$ dan $h = 40 \text{ cm}$

Bentuk Balok = Balok T

Panjang Balok (L) = 1,725 m

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal Plat} &= 0,13 \text{ m} \\
 \text{Panjang bersih balok (} L_n \text{)} &= L = 1,725 \text{ m} \\
 \text{Perhitungan b efektif} & \\
 b \text{ efektif} &\leq \frac{1}{4} \cdot \text{Panjang Balok (L)} \\
 &\leq 0,25 \cdot 1,725 = 0,431 \text{ m} \\
 b \text{ efektif} &\leq b + 8 \cdot h_{f.\text{kanan}} + 8 \cdot h_{f.\text{kiri}} \\
 &\leq 0,2 + 8 \cdot 0,13 + 8 \cdot 0,13 \\
 &\leq 2,280 \text{ m} \\
 b \text{ efektif} &\leq b + \frac{1}{2} \cdot L_n + \frac{1}{2} \cdot L_n \\
 &\leq 0,2 + 0,863 + 0,863 \\
 &\leq 1,925 \text{ m} \\
 b \text{ efektif diambil nilai terkecil} &= 0,431 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) Perhitungan Pembebanan Balok Melintang

Contoh perhitungan pembebanan balok, perhitungan selanjutnya ditabelkan:

- **Lantai Basement**

$$\text{Tinggi dinding} = 4,0 \text{ m}$$

$$\text{Tebal plat} = 0,13 \text{ m}$$

$$\text{Bj Beton} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Bj Batu Bata} = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Bs. Plat} = 420 \text{ Kg/m}^2$$

Line Grid A1 = A18

- Balok B2 (As A"-A)

$$\text{Balok B2 ; dimensi : } b = 25 \text{ cm dan } h = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Tipe balok} = \text{Balok L}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= [(b \times (h_{\text{balok}} - h_{\text{plat}})) \times \text{bj beton}] \\ &= [(0,25 \times (0,5 - 0,13)) \times 2400] \\ &= 222 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Dinding} &= (\text{tinggi dinding} - \text{balok}) \times \text{tebal} \times \text{retening wall} \\ &= (4,0 - 0,5) \times 0,15 \times 2400 \\ &= 1260,0 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat plat} &= \text{perataan tipe I} \times \text{bs. plat} \\ &= 1,916 \times 420 = 804,9 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{total}} &= \text{berat sendiri} + \text{retening wall} + \text{plat} \\ &= 222,00 + 1260 + 804,9 \\ &= 2286,9 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Tabel 3.9 Tabel Beban Balok Melintang Lantai Basement

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
Grid A1 = A18						
- As A" - A	25 x 50	l = 1,9165	222	1260	805	2286,9
- As A - B	25 x 50	k = 1,690	222	1260	710	2192,0
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	1260	546	2028,3
- As C - D	25 x 50	w = 1,431	222	1260	601	2082,9
Grid A6' = A6" = A12' = A12"						
- As A" - A	25 x 50	u = 1,8961	222	892,5	796	1910,9
- As A - B	25 x 50	s = 1,687	222	892,5	1823	2937,4
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	892,5	1661	2775,3
- As C - D	25 x 50	w = 1,431	222	892,5	1715	2829,9
Grid A2 = A3 = A4 = A5 = A7 = A8 = A9 = A10 = A11 = A13 = A14 = A15 = A16 = A17 = A18						
- As A" - A	25 x 50	2l = 3,8329	222	892,5	1610	2724,3
- As A - B	25 x 50	2k = 3,381	222	892,5	1420	2534,5
- As B - C	25 x 50	2i = 2,6013	222	892,5	1093	2207,1
- As C - D	25 x 50	2w = 2,861	222	892,5	1202	2316,3

• **Lantai 1**

Tinggi dinding = 4,0 m

Tebal plat = 0,13 m

Bj Beton = 2400 Kg/m³

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m³

Bs. Plat = 420 Kg/m²

Tabel 3.10 Tabel Beban Balok Melintang Lantai 1

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban			Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
Grid A1 = A18								
- As A" - A	25 x 50	l	=	1,9165	222	892,5	805	804,9
- As A - B	25 x 50	k	=	1,690	222	892,5	710	710,0
- As B - C	25 x 50	i	=	1,3007	222	892,5	546	546,3
- As C - D	25 x 50	b+d	=	0,817	222	892,5	343	343,1
Grid A6' = A12'								
- As A" - A	25 x 50	u	=	1,8961	222	892,5	796	796,4
- As A - B	25 x 50	s	=	1,687	222	892,5	708	708,4
- As B - C	25 x 50	i	=	1,3007	222	892,5	546	546,3
- As C - D	25 x 50	n + g	=	1,396	222	892,5	586	586,3
Grid A6" = A12"								
- As A" - A	25 x 50	u	=	1,8961	222	892,5	796	796,4
- As A - B	25 x 50	s	=	1,6867	222	892,5	708	708,4
- As B - C	25 x 50	i	=	1,3007	222	892,5	546	546,3
- As C - D	25 x 50	n + g	=	1,396	222	892,5	333	333,5
Grid A2 = A3 = A4 = A5 = A7 = A8 = A9 = A10 = A11 = A13 = A14 = A15 = A16 = A17 = A18								
- As A" - A	25 x 50	2l	=	3,8329	222	892,5	1610	1609,8
- As A - B	25 x 50	2k	=	3,381	222	892,5	1420	1420,0
- As B - C	25 x 50	2i	=	2,6013	222	892,5	1093	1092,6
- As C - D	25 x 50	b + e	=	0,794	222	892,5	333	333,5
Grid A2a = A3a = A4a = A5a = A7a = A8a = A9a = A10a = A11a = A13a = A14a = A15a = A16a = A17a = A18a								
- As C - C'	25 x 50	d + g	=	1,3848	222	892,5	582	581,6
Grid A2c = A3bc = A4c = A5c = A7c = A8c = A9c = A10c = A11c = A13c = A14c = A15ac = A16c = A17c = A18c								
- As C - C'	20 x 40	2 b	=	0,5413	129,6	918	227	227,4

• **Lantai 2 dan 3**

Tinggi dinding = 3,4 m

Tebal plat = 0,13 m

Bj Beton = 2400 Kg/m³

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m³

Bs. Plat = 420 Kg/m²

Tabel 3.11 Tabel Beban Balok Melintang Lantai 2 dan 3

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
Grid A1 = A18						
- As A' - A	25 x 50	ae = 0,3687	222	739,5	155	1116,3
- As A - B	25 x 50	k = 1,690	222	739,5	710	1671,5
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	739,5	546	1507,8
- As C - D	25 x 50	ac + z = 1,312	222	739,5	551	1512,7
Grid A6' = A6" = A12' = A12"						
- As A' - A	25 x 50	2 ae = 0,3687	222	739,5	155	1116,3
- As A - B	25 x 50	s = 1,687	222	739,5	708	1669,9
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	739,5	546	1507,8
- As C - D	25 x 50	z = 0,633	222	739,5	266	1227,5
Grid A2 = A3 = A4 = A5 = A7 = A8 = A9 = A10 = A11 = A13 = A14 = A15 = A16 = A17 = A18						
- As A' - A	25 x 50	2 ae = 0,7373	222	739,5	310	1271,2
- As A - B	25 x 50	2k = 3,381	222	739,5	1420	2381,5
- As B - C	25 x 50	2i = 2,6013	222	739,5	1093	2054,1
- As C - D	25 x 50	2z + ac = 1,946	222	739,5	817	1778,7
Grid A2a = A3a = A4a = A5a = A7a = A8a = A9a = A10a = A11a = A13a = A14a = A15a = A16a = A17a = A18a						
- As C - C'	25 x 50	ac = 0,6791	222	739,5	1247	2208,2
Grid A2b = A3bb = A4b = A5b = A7b = A8b = A9b = A10b = A11b = A13b = A14b = A15b = A16b = A17b = A18b						
- As C - C'	20 x 40	2 z = 1,2667	129,6	765	532	1426,6

• **Lantai 4**

Tinggi dinding = 3,2 m

Tebal plat = 0,13 m

Bj Beton = 2400 Kg/m³

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m³

Bs. Plat = 420 Kg/m²

Tabel 3.12 Tabel Beban Balok Melintang Lantai 4

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
Grid A1 = A18						
- As A' - A	25 x 50	ae = 0,3687	222	688,5	155	1065,3
- As A - B	25 x 50	k = 1,690	222	688,5	710	1620,5
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	688,5	546	1456,8
- As C - D	25 x 50	ac + z = 1,312	222	688,5	551	1461,7
Grid A6' = A6" = A12' = A12"						
- As A" - A	25 x 50	ae = 0,3687	222	688,5	155	1065,3
- As A - B	25 x 50	s = 1,687	222	688,5	708	1618,9
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	688,5	546	1456,8
- As C - D	25 x 50	z = 0,633	222	688,5	266	1176,5
Grid A2 = A3 = A4 = A5 = A7 = A8 = A9 = A10 = A11 = A13 = A14 = A15 = A16 = A17 = A18						
- As A" - A	25 x 50	2 ae = 0,7373	222	688,5	310	1220,2
- As A - B	25 x 50	2k = 3,381	222	688,5	1420	2330,5
- As B - C	25 x 50	2i = 2,6013	222	688,5	1093	2003,1
- As C - D	25 x 50	2z + ac = 1,946	222	688,5	817	1727,7
Grid A2a = A3a = A4a = A5a = A7a = A8a = A9a = A10a = A11a = A13a = A14a = A15a = A16a = A17a = A18a						
- As C - C'	25 x 50	ac = 0,6791	222	688,5	285	1195,7
Grid A2b = A3bb = A4b = A5b = A7b = A8b = A9b = A10b = A11b = A13b = A14b = A15b = A16b = A17b = A18b						
- As C - C'	20 x 40	2 z = 1,2667	129,6	714	532	1375,6

• **Lantai Atap**

Tinggi dinding = 0,3 m

Tebal plat = 0,13 m

Bj Beton = 2400 Kg/m³

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m³

Bs. Plat = 396 Kg/m²

Tabel 3.13 Tabel Beban Balok Melintang Lantai Atap

Line	Dimensi b x h	Perataan Beban	Berat Sendiri	Berat Dinding	Berat Plat	Total q
Grid A1 = A18						
- As A' - A	25 x 50	ae = 0,3687	222	76,5	146	444,5
- As A - B	25 x 50	k = 1,690	222	76,5	669	967,9
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	76,5	515	813,6
- As C - D	25 x 50	aj + al = 1,529	222	76,5	605	903,9
Grid A6' = A6" = A12' = A12"						
- As A" - A	25 x 50	ae = 0,3687	222	76,5	146	444,5
- As A - B	25 x 50	s = 1,687	222	76,5	668	966,4
- As B - C	25 x 50	i = 1,3007	222	76,5	515	813,6
- As C - D	25 x 50	aj + al = 1,529	222	76,5	605	903,9
Grid A2 = A3 = A4 = A5 = A7 = A8 = A9 = A10 = A11 = A13 = A14 = A15 = A16 = A17 = A18						
- As A" - A	25 x 50	2 ae = 0,7373	222	76,5	292	590,5
- As A - B	25 x 50	2k = 3,381	222	76,5	1339	1637,4
- As B - C	25 x 50	2i = 2,6013	222	76,5	1030	1328,6
- As C - D	25 x 50	2z + ac = 1,946	222	76,5	605	903,9
Grid A2b = A3bb = A4b = A5b = A7b = A8b = A9b = A10b = A11b = A13b = A14b = A15b = A16b = A17b = A18b						
- As C - C'	20 x 40	aj = 0,6333	129,6	0	251	380,4

3.2.4.4. Perhitungan Beban Hidup Balok Melintang

Contoh perhitungan pembebanan beban hidup, selanjutnya perhitungan akan ditabelkan:

- **Lantai Basement**

Line Grid A1 = A18

→ Balok B2 (As A"-A)

Balok B2 ; dimensi : b = 25 cm dan h = 50 cm

Tipe balok = Balok L

Beban hidup = perataan tipe l x beban hidup
 $= 1,916 \times 479 = 918 \text{ Kg/m}$

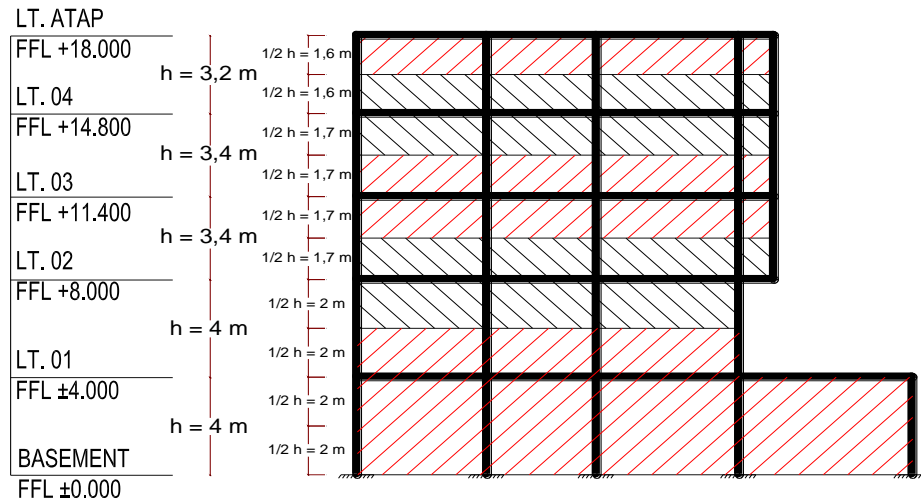
Tabel 3.14 Tabel Beban Hidup Balok Melintang

No	Jenis Balok /Line	Koefisien reduksi	Perataan Beban (m)	life load (Kg/m)	Total beban hidup (Kg)
Lantai Basement					
1	B2 Grid A1 = A18				
	- As A"-A	0,5	l = 1,916	479	458,994
	- As A-B	0,5	k = 1,690	479	404,872
	- As B-C	0,5	i = 1,301	479	311,510
	- As C-D	0,5	b+d = 0,817	479	195,623
2	B2 Grid A6' = A6" = A12' = A12"				
	- As A"-A	0,5	u = 1,896	479	454,120
	- As A-B	0,5	s = 1,687	479	403,953
	- As B-C	0,5	i = 1,301	479	311,510
	- As C-D	0,5	w = 1,431	479	342,645
3	B2 Grid A2-A5, A7-11,13-18				
	- As A"-A	0,5	l+l = 3,833	479	917,988
	- As A-B	0,5	k+k = 3,381	479	809,744
	- As B-C	0,5	i+i = 2,601	479	623,019
	- As C-D	0,5	w+w = 2,861	479	685,289
Lantai 1					
1	B2 Grid A1= A18				
	- As A"-A	0,5	l = 1,916	479	458,994
	- As A-B	0,5	k = 1,690	479	404,872

	- As B-C	0,5	i =	1,301	479	311,510
	- As C-D	0,5	b+d =	0,817	479	195,623
2	B2 Grid A6' = A12'					
	- As A"-A	0,5	u =	1,896	479	454,120
	- As A-B	0,5	s =	1,687	479	403,953
	- As B-C	0,5	i =	1,301	479	311,510
	- As C-D	0,5	n+g =	1,396	479	334,342
3	B2 Grid A6" = A12"					
	- As A"-A	0,5	u =	1,896	479	454,120
	- As A-B	0,5	s =	1,687	479	403,953
	- As B-C	0,5	i =	1,301	479	311,510
	- As C-D	0,5	b+e =	0,794	479	190,163
4	B2 Grid A2-A5, A7-11,13-18					
	- As A"-A	0,5	l+l =	3,833	479	917,988
	- As A-B	0,5	k+k =	3,381	479	809,744
	- As B-C	0,5	i+i =	2,601	479	623,019
	- As C-D	0,5	b+e =	0,794	479	190,163
5	B2 Grid A1a-A5a=A6"a=A7a-A11a=A12"a=A13a-A17a					
	- As C-C'	0,5	d+g =	1,385	479	331,659
6	B3 Grid A1c-A5c=A6"c=A7c-A11c=A12"c=A13c-A17c					
	- As C'-D	0,5	b+b =	0,541	479	129,649
Lantai 2,3, dan 4						
1	B2 Grid A1= A18					
	- As A'-A	0,5	ae =	0,369	479	88,296
	- As A-B	0,5	k =	1,690	479	404,872
	- As B-C	0,5	i =	1,301	479	311,510
	- As C-D	0,5	ac+z =	1,312	479	314,327
2	B2 Grid A6' = A6" = A12' = A12"					
	- As A'-A	0,5	ae =	0,369	479	88,296
	- As A-B	0,5	s =	1,687	479	403,953
	- As B-C	0,5	i =	1,301	479	311,510
	- As C-D	0,5	z =	0,633	479	151,683
3	B2 Grid A2-A5, A7-11,13-18					
	- As A'-A	0,5	ae+ae =	0,737	479	176,591
	- As A-B	0,5	k+k =	3,381	479	809,744
	- As B-C	0,5	i+i =	2,601	479	623,019
	- As C-D	0,5	2.z+ac =	1,946	479	466,010
4	B2 Grid A1a-A5a=A6"a=A7a-A11a=A12"a=A13a-A17a					

	- As C-C'	0,5	ac = 0,679	479	162,644
5	B3 Grid A1b-A5b=A6"b=A7b-A11b=A12"b=A13b-A17b				
	- As C'-D	0,5	z+z = 1,267	479	303,367
Lantai Atap					
1	B2 Grid A1= A18				
	- As A'-A	0,5	ae = 0,369	96	17,696
	- As A-B	0,5	k = 1,690	96	81,143
	- As B-C	0,5	i = 1,301	96	62,432
	- As C-D	0,5	aj+al = 1,529	96	73,376
2	B2 Grid A6' = A6" = A12' = A12"				
	- As A'-A	0,5	ae = 0,369	96	17,696
	- As A-B	0,5	s = 1,687	96	80,959
	- As B-C	0,5	i = 1,301	96	62,432
	- As C-D	0,5	aj+al = 1,529	96	73,376
3	B2 Grid A2-A5, A7-11,13-18				
	- As A'-A	0,5	ae+ae = 0,737	96	35,392
	- As A-B	0,5	k+k = 3,381	96	162,287
	- As B-C	0,5	i+i = 2,601	96	124,864
	- As C-D	0,5	aj+al = 1,529	96	73,376
5	B3 Grid A1b-A5b=A6"b=A7b-A11b=A12"b=A13b-A17b				
	- As C'-D	0,5	aj+al = 1,529	96	73,376

3.2.5. Perhitungan Beban Struktur



Gambar 3.3 Gambar Berat Struktur untuk Perhitungan Beban Gempa

Adapun beban-beban yang bekerja pada struktur yakni sebagai berikut :

- Beban menurut PPPURG 1987 :

- Berat penutup lantai : 24 Kg/m²
tebal keramik = 0,1 m : 24 Kg/m² x 0,10 m = 2,4 Kg/m²
- Berat spesi (adukan) : 21 Kg/m²
tebal spesi 5 = cm : 21 Kg/m² x 0,05 m = 1 Kg/m²
- Berat ME : 35 Kg/m²
- Berat beton bertulang : 2400 Kg/m²
- Berat bata merah : 1700 Kg/m²
- Tebal dinding : 0,15 cm

– Beban menurut SNI 1727 : 2013

- Beban hidup atap : 96,0 Kg/m²
- Beban hidup bangunan ruko : 479,0 Kg/m²

Koefisien Reduksi (SNI 2847 : 2013 Pasal 21.13.3) sebesar : 0,5

Berikut perincian perhitungan berat per lantai, yakni :

3.2.5.1 Berat Atap

a. Beban Mati (W_{dead})

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton
- Luas Void = (panjang void x lebar void x \sum void
- = (1,725 x 2,7) x 17
- = 79,178 m²
- Luas Plat = Luas total - Luas void
- = (panjang bangunan x lebar bangunan) - L Void
- = (84,480 x 15,038) - 79,178 m²
- = 1191,23 m²
- Maka berat plat = Luas plat x tebal plat x berat volume beton
- = 1191,23 m² x 0,13 x 2400 Kg/m³
- = 371664,6 Kg
- Berat ME = Luas plat x berat
- = 1191,23 x 35 Kg/m²
- = 41693,1 Kg
- Berat balok = b x h x L x w
- dimana, b : Lebar Balok
- h : Tinggi Balok
- L : Panjang bentang balok
- w : Berat beton bertulang = 2400 Kg/m³

- Balok B2 ; dimensi : b = 25 cm dan h = 50 cm

→ Line A', A, B, C, D

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 line} \times \sum \text{line} \\ &= 84,480 \text{ m} \times 5 \\ &= 422,400 \text{ m} \end{aligned}$$

→ Grid A1, A2, A3, A4, A5, A6', A6'', A7, A8, A9, A10, A11, A12', A12'',
A13, A14, A15, A16, A17

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid} \\ &= 15,038 \text{ m} \times 20 \\ &= 300,760 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat balok B2

$$\begin{aligned} &= 0,25 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 300,760 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 216948,00 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Balok B2 ; dimensi : b = 20 cm dan h = 40 cm

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang masing-masing balok B3} \times \sum \text{grid} \\ &= 1,725 \times 18 \\ &= 31,050 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat balok B3

$$\begin{aligned} &= 0,20 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 31,050 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 5961,60 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat balok lantai atap} &= \text{Jumlah semua berat balok} \\ &= 222909,60 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat Kolom = b x h x t x \sum kolom x w

dimana, b : Lebar Kolom

h : Panjang Kolom

t : Tinggi Kolom

: (tinggi lantai 4 ke atap / 2) - (h balok / 2)

: (3,20 / 2) - (0,5 x 0,25)

: 1,5 m

\sum : Jumlah Kolom

w : Berat beton bertulang

- Kolom K2 ; dimensi : b = 35 cm dan h = 40 cm

Berat kolom K2

$$\begin{aligned} &= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w \\ &= 0,35 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 80 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 39648,00 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat Dinding = $t \times h \times w \times L$

dimana, t : Tebal Dinding (0,15 m)

h : Tinggi Dinding (0,30 m)

w : Berat Volum Bata Merah (1700 Kg/m³)

L : Panjang dinding

- Dinding arah X

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\ &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 \\ &= 154,960 \text{ m} \end{aligned}$$

- Dinding arah Y

$$\begin{aligned} L &= (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid} \\ &= (15,038 - (0,40 \times 4)) \times 17 \\ &= 228,446 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding lantai atap

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0,15 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 383,406 \text{ m} \\ &= 29330,559 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk atap, yakni :

Tabel 3.15 Tabel Total Beban Mati Atap

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	371664,61
Berat ME	41693,15
Berat balok	222909,60
Berat kolom	39648,00
Berat dinding	29330,56
Total berat ($\sum w_{dead}$)	705245,92

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Tebal genangan air : 0,05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m³

Koefisien reduksi : 0,5

$$\begin{aligned}
 \text{- Beban plat atap} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna atap} \times \text{koef. Reduksi} \\
 &= 1191,23 \text{ m}^2 \times 96,0 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \\
 &= 57179,2 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Beban air hujan} &= \text{Luasan} \times \text{tebal genangan air} \times \text{berat jenis air} \\
 &= 1191,23 \text{ m}^2 \times 0,05 \text{ m} \times 1000 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 59561,6 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban hidup} &= 57179 \text{ Kg} + 59561,64 \text{ Kg} \\
 &= 116740,8 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Maka total beban yang terjadi pada atap adalah :

$$\begin{aligned}
 \sum W &= W_{dead} + W_{live} \\
 &= 705245,92 \text{ Kg} + 116740,81 \text{ Kg} \\
 &= 821986,73 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

3.2.5.2. Berat Lantai 4

a. Beban Mati (W_{dead})

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton
- Luas Void₁ = (panjang void x lebar void) x \sum void
= (3,200 x 3,5) x 17
= 190,400 m²
- Luas Void₂ = (panjang void x lebar void) x \sum void
= (0,650 x 0,4) x 17
= 3,868 m²
- Luas Void₃ = (panjang void x lebar void) x \sum void
= (1,800 x 0,63) x 17
= 19,125 m²
- Luas Plat = Luas total - \sum Luas void
= (84,480 x 15,038) - 213,393 m²
= 1057,02 m²
- Maka berat plat = Luas plat x tebal plat x berat volum beton
= 1057,02 m² x 0,13 x 2400 Kg/m³
= 329789,5 Kg
- Berat ME = Luas plat x berat
= 1057,02 x 35 Kg/m²
= 36995,6 Kg
- Berat balok = b x h x L x w
dimana, b : Lebar Balok
h : Tinggi Balok
L : Panjang bentang balok
w : Berat beton bertulang = 2400 Kg/m³

- Balok B2 ; dimensi : b = 25 cm dan h = 50 cm

→ Line A', A, B, C, D

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 line} \times \sum \text{line} \\ &= 84,480 \text{ m} \times 5 \\ &= 422,400 \text{ m} \end{aligned}$$

→ Grid A1, A2, A3, A4, A5, A6', A6'', A7, A8, A9, A10, A11, A12', A12'', A13, A14, A15, A16, A17

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid} \\ &= 15,038 \text{ m} \times 20 \\ &= 300,760 \text{ m} \end{aligned}$$

→ Grid A1a, A2a, A3a, A4a, A5a, A6a, A7a, A8a, A9a, A10a, A11a, A12a, A13a, A14a, A15a, A16a, A17a

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid} \\ &= 2,350 \text{ m} \times 17 \\ &= 39,950 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat balok B2

$$\begin{aligned} &= 0,25 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 763,110 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 228933,00 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Balok B3 ; dimensi : b = 20 cm dan h = 40 cm

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang masing-masing balok B3} \times \sum \text{grid} \\ &= 1,725 \times 18 \\ &= 31,050 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat balok B3

$$\begin{aligned} &= 0,20 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 31,050 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 5961,60 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total berat balok lantai 4} &= \text{Jumlah semua berat balok} \\ &= 234894,60 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Berat Kolom $= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w$

dimana, b : Lebar Kolom

h : Panjang Kolom

t : Tinggi Kolom

\sum : Jumlah Kolom

w : Berat beton bertulang

- Kolom K2 ; dimensi : $b = 35 \text{ cm}$ dan $h = 40 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}t &= (\text{tinggi lantai 4 ke atap} / 2) - (h \text{ balok} / 2) + \\ &\quad (\text{tinggi lantai 3 ke lantai 4} / 2) - (h \text{ balok} / 2) \\ &= (3,2 \text{ m} / 2) - (0,5 \text{ m} / 2) + (3,4 \text{ m} / 2) - \\ &\quad (0,5 \text{ m} / 2) \\ &= 2,8 \text{ m}\end{aligned}$$

Berat kolom K2

$$\begin{aligned}&= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w \\ &= 0,35 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 2,8 \text{ m} \times 80 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 75264,00 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Berat Dinding $= t \times h \times w \times L$

dimana, t : Tebal Dinding (0,15 m)

h : Tinggi Dinding

w : Berat Volum Bata Merah (1700 Kg/m³)

L : Panjang dinding

o Dinding atas

$$\begin{aligned}h &= (\text{tinggi lantai 4 ke atap} / 2) \\ &= (3,2 \text{ m} / 2) = 1,6 \text{ m}\end{aligned}$$

- Dinding arah X

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\ &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 \\ &= 154,960 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding X

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0,15 \text{ m} \times 1,60 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m} \\ &= 63223,680 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Dinding arah Y

$$\begin{aligned} L &= (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid} \\ &= (15,038 - (0,40 \times 4)) \times 18 \\ &= 241,884 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding Y

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0,15 \text{ m} \times 1,60 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 241,884 \text{ m} \\ &= 98688,672 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat dinding bagian atas} &= 63223,68 \text{ Kg} + 98688,67 \text{ Kg} \\ &= 161912,35 \text{ Kg} \end{aligned}$$

o Dinding bawah

$$\begin{aligned} h &= (\text{tinggi lantai 3 ke lantai 4} / 2) - h \text{ balok} \\ &= (3,4 \text{ m} / 2) - 0,5 \text{ m} \\ &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

- Dinding arah X

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\ &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 \\ &= 154,960 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding X

$$\begin{aligned}
 &= t \times h \times w \times L \\
 &= 0,15 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m} \\
 &= 47417,760 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- Dinding arah Y

$$\begin{aligned}
 L &= (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid} \\
 &= (15,038 - (0,40 \times 4)) \times 18 \\
 &= 241,884 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berat dinding Y

$$\begin{aligned}
 &= t \times h \times w \times L \\
 &= 0,15 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 241,884 \text{ m} \\
 &= 74016,504 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total berat dinding bagian bawah} &= 47417,76 \text{ Kg} + 74016,50 \text{ Kg} \\
 &= 121434,26 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total berat dinding lantai 4} &= 161912,35 \text{ Kg} + 121434,26 \text{ Kg} \\
 &= 283346,62 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk lantai 4, yakni :

Tabel 3.16 Tabel Total Beban Mati Lantai 4

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat	329789,53
Berat ME	36995,62
Berat balok	234894,60
Berat kolom	75264,00
Berat dinding	283346,62
Total berat ($\sum w$ dead)	960290,37

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Koefisien reduksi : 0,5

$$\begin{aligned}\text{Beban plat} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna bangunan ruko} \times \text{koef. Reduksi} \\ &= 1057,02 \text{ m}^2 \times 479,0 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \\ &= 253155,7 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\text{Total beban hidup} = 253155,7 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada lantai 4 adalah :

$$\begin{aligned}\Sigma W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 960290,37 \text{ Kg} + 253155,75 \text{ Kg} \\ &= 1213446,12 \text{ Kg}\end{aligned}$$

3.2.7.3 Berat Lantai 3

a. Beban Mati (W_{dead})

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton

$$\text{Luas Void}_1 = (\text{panjang void} \times \text{lebar void}) \times \Sigma \text{void}$$

$$= (3,200 \times 3,5) \times 17$$

$$= 190,400 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas Void}_2 = (\text{panjang void} \times \text{lebar void}) \times \sum \text{void}$$

$$= (0,650 \times 0,4) \times 17$$

$$= 3,868 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas Void}_3 = (\text{panjang void} \times \text{lebar void}) \times \sum \text{void}$$

$$= (1,800 \times 0,63) \times 17$$

$$= 19,125 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas Plat} = \text{Luas total} - \sum \text{Luas void}$$

$$= (84,480 - 15,038) - 213,393 \text{ m}^2$$

$$= 1057,02 \text{ m}^2$$

$$\text{Maka berat plat} = \text{Luas plat} \times \text{tebal plat} \times \text{berat volum beton}$$

$$= 1057,02 \text{ m}^2 \times 0,13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 329789,5 \text{ Kg}$$

- Berat ME = Luas plat x berat
$$= 1057,02 \times 35 \text{ Kg/m}^2$$

$$= 36995,6 \text{ Kg}$$

- Berat balok = $b \times h \times L \times w$

dimana, b : Lebar Balok

h : Tinggi Balok

L : Panjang bentang balok

w : Berat beton bertulang = 2400 Kg/m^3

- Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

→ Line A', A, B, C, D

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 line} \times \sum \text{line} \\ &= 84,480 \text{ m} \times 5 \\ &= 422,400 \text{ m} \end{aligned}$$

→ Grid A1, A2, A3, A4, A5, A6', A6'', A7, A8, A9, A10, A11, A12', A12'',

A13, A14, A15, A16, A17

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid} \\ &= 15,038 \text{ m} \times 20 \\ &= 300,760 \text{ m} \end{aligned}$$

→ Grid A1a, A2a, A3a, A4a, A5a, A6a, A7a, A8a, A9a, A10a, A11a,

A12a, A13a, A14a, A15a, A16a, A17a

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid} \\ &= 2,350 \text{ m} \times 17 \\ &= 39,950 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat balok B2

$$\begin{aligned} &= 0,25 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 763,110 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 228933,00 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Balok B3 ; dimensi : b = 20 cm dan h = 40 cm

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang masing-masing balok B3} \times \sum \text{grid} \\ &= 1,725 \times 18 \\ &= 31,050 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat balok B3

$$\begin{aligned} &= 0,20 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 31,050 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 5961,60 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat balok lantai 3} &= \text{Jumlah semua berat balok} \\ &= 234894,60 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat Kolom $= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w$

dimana, b : Lebar Kolom

h : Panjang Kolom

t : Tinggi Kolom

\sum : Jumlah Kolom

w : Berat beton bertulang

- Kolom K2 ; dimensi : $b = 35 \text{ cm}$ dan $h = 40 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 t &= (\text{tinggi lantai 3 ke lantai 4} / 2) - (h \text{ balok} / 2) + \\
 &\quad (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3} / 2) - (h \text{ balok} / 2) \\
 &= (3,4 \text{ m} / 2) - (0,5 \text{ m} / 2) + (3,4 \text{ m} / 2) - \\
 &\quad (0,5 \text{ m} / 2) \\
 &= 2,9 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berat kolom K2

$$\begin{aligned}
 &= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w \\
 &= 0,35 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 2,9 \text{ m} \times 80 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 77952,00 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- Berat Dinding $= t \times h \times w \times L$

dimana, t : Tebal Dinding (0,15 m)

h : Tinggi Dinding

w : Berat Volum Bata Merah (479 Kg/m³)

L : Panjang dinding

o Dinding atas

$$\begin{aligned}
 h &= (\text{tinggi lantai 3 ke lantai 4} / 2) \\
 &= (3,4 \text{ m} / 2) \\
 &= 1,7 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Dinding arah X

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\ &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 \\ &= 154,960 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding X

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0,15 \text{ m} \times 1,70 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m} \\ &= 67175,160 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Dinding arah Y

$$\begin{aligned} L &= (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid} \\ &= (15,038 - (0,40 \times 4)) \times 18 \\ &= 241,884 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding Y

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0,15 \text{ m} \times 1,7 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 241,884 \text{ m} \\ &= 104856,714 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat dinding bagian atas} &= 67175,16 \text{ Kg} + 104856,71 \text{ Kg} \\ &= 172031,87 \text{ Kg} \end{aligned}$$

o Dinding bawah

$$\begin{aligned} h &= (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3} / 2) - h \text{ balok} \\ &= (3,4 \text{ m} / 2) - 0,0 \text{ m} \\ &= 1,7 \text{ m} \end{aligned}$$

Keterangan: semua h balok B1, B2, B3, B3A, B4, B5 adalah 0,5 m

- Dinding arah X

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\ &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 \end{aligned}$$

$$= 154,960 \text{ m}$$

Berat dinding X

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 1,7 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m}$$

$$= 67175,160 \text{ Kg}$$

- Dinding arah Y

$$L = (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid}$$

$$= (15,038 - (0,40 \times 4)) \times 18$$

$$= 241,884 \text{ m}$$

Berat dinding Y

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 1,7 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 241,884 \text{ m}$$

$$= 104856,714 \text{ Kg}$$

$$\text{Total berat dinding bagian bawah} = 67175,16 \text{ Kg} + 104856,7 \text{ Kg}$$

$$= 172032 \text{ Kg}$$

$$\text{Total berat dinding lantai 3} = 172031,87 \text{ Kg} + 172031,87 \text{ Kg}$$

$$= 344063,75 \text{ Kg}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk lantai 3, yakni :

Tabel 3.17 Tabel Total Beban Mati Lantai 3

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat	329789,53
Berat ME	36995,62
Berat balok	234894,60
Berat kolom	77952,00
Berat dinding	344063,75
Total berat ($\sum w$ dead)	1023695,50

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Koefisien reduksi : 0,5

$$\begin{aligned}\text{Beban plat} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna bangunan ruko} \times \text{koef. Reduksi} \\ &= 1057,02 \text{ m}^2 \times 479,0 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \\ &= 253155,7 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\text{Total beban hidup} = 253155,7 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada lantai 3 adalah :

$$\begin{aligned}\Sigma W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 1023695,50 \text{ Kg} + 253155,75 \text{ Kg} \\ &= 1276851,25 \text{ Kg}\end{aligned}$$

3.2.5.4 Berat Lantai 2

a. Beban Mati (W_{dead})

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton

$$\begin{aligned}\text{Luas Void}_1 &= (\text{panjang void} \times \text{lebar void}) \times \Sigma \text{void} \\ &= (3,200 \times 3,5) \times 17 \\ &= 190,400 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas Void}_2 &= (\text{panjang void} \times \text{lebar void}) \times \Sigma \text{void} \\ &= (0,650 \times 0,4) \times 17 \\ &= 3,868 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas Void}_3 &= (\text{panjang void} \times \text{lebar void}) \times \Sigma \text{void} \\ &= (1,800 \times 0,63) \times 17 \\ &= 19,125 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Luas Plat} &= \text{Luas total} - \sum \text{Luas void} \\
&= (84,480 \times 15,038) - 213,393 \text{ m}^2 \\
&= 1057,02 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Maka berat plat} &= \text{Luas plat} \times \text{tebal plat} \times \text{berat volum beton} \\
&= 1057,02 \text{ m}^2 \times 0,13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
&= 329789,5 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

- Berat ME
$$\begin{aligned}
&= \text{Luas plat} \times \text{berat} \\
&= 1057,02 \times 35 \text{ Kg/m}^2 \\
&= 36995,6 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

- Berat balok
$$= b \times h \times L \times w$$

dimana, b : Lebar Balok

h : Tinggi Balok

L : Panjang bentang balok

w : Berat beton bertulang = 2400 Kg/m³

- Balok B2 ; dimensi : b = 25 cm dan h = 50 cm

→ Line A', A, B, C, D

$$\begin{aligned}
L &= \text{panjang 1 line} \times \sum \text{line} \\
&= 84,480 \text{ m} \times 5 \\
&= 422,400 \text{ m}
\end{aligned}$$

→ Grid A1, A2, A3, A4, A5, A6', A6'', A7, A8, A9, A10, A11, A12', A12''

A13, A14, A15, A16, A17

$$\begin{aligned}
L &= \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid} \\
&= 15,038 \text{ m} \times 20 \\
&= 300,760 \text{ m}
\end{aligned}$$

→ Grid A1a, A2a, A3a, A4a, A5a, A6a, A7a, A8a, A9a, A10a, A11a, A12a, A13a, A14a, A15a, A16a, A17a

$$L = \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid}$$

$$= 2,350 \text{ m} \times 17$$

$$= 39,950 \text{ m}$$

Berat balok B2

$$= 0,25 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 763,110 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 228933,00 \text{ Kg}$$

- Balok B3 ; dimensi : b = 20 cm dan h = 40 cm

$$L = \text{panjang masing-masing balok B3} \times \sum \text{grid}$$

$$= 1,725 \times 18$$

$$= 31,050 \text{ m}$$

Berat balok B3

$$= 0,20 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 31,050 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 5961,60 \text{ Kg}$$

$$\text{Total berat balok lantai 2} = \text{Jumlah semua berat balok}$$

$$= 234894,60 \text{ Kg}$$

- Berat Kolom = b x h x t x \sum kolom x w

dimana, b : Lebar Kolom

h : Panjang Kolom

t : Tinggi Kolom

\sum : Jumlah Kolom

w : Berat beton bertulang

- Kolom K2 ; dimensi : b = 35 cm dan h = 40 cm

$$t = (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3} / 2) - (h \text{ balok} / 2) +$$

$$(\text{tinggi lantai 1 ke lantai 2} / 2) - (h \text{ balok} / 2)$$

$$= (3,4 \text{ m} / 2) - (0,5 \text{ m} / 2) + (4 \text{ m} / 2) -$$

$$(0,5 \text{ m} / 2) = 3,2 \text{ m}$$

Berat kolom K2

$$\begin{aligned}
 &= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w \\
 &= 0,35 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 3,2 \text{ m} \times 80 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 86016,00 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- Berat Dinding = $t \times h \times w \times L$

dimana, t : Tebal Dinding (0,15 m)

h : Tinggi Dinding

w : Berat Volum Bata Merah (479 Kg/m³)

L : Panjang dinding

○ Dinding atas

$$\begin{aligned}
 h &= (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3} / 2) \\
 &= (3,4 \text{ m} / 2) \\
 &= 1,7 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Dinding arah X

$$\begin{aligned}
 L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\
 &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 \\
 &= 154,960 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berat dinding X

$$\begin{aligned}
 &= t \times h \times w \times L \\
 &= 0,15 \text{ m} \times 1,7 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m} \\
 &= 67175,160 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- Dinding arah Y

$$\begin{aligned}
 L &= (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid} \\
 &= (15,038 - (0,40 \times 4)) \times 18 \\
 &= 241,884 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berat dinding Y

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 1,7 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 241,884 \text{ m}$$

$$= 104856,714 \text{ Kg}$$

$$\text{Total berat dinding bagian atas} = 67175,16 \text{ Kg} + 104856,71 \text{ Kg}$$

$$= 172031,87 \text{ Kg}$$

o Dinding bawah

$$h = (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3} / 2) - h \text{ balok}$$

$$= (4,0 \text{ m} / 2) - 0,0 \text{ m}$$

$$= 2,0 \text{ m}$$

Keterangan: semua h balok B1, B2, B3, B3A, B4, B5 adalah 0,5 m

- Dinding arah X

$$L = (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line}$$

$$= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2$$

$$= 154,960 \text{ m}$$

Berat dinding X

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m}$$

$$= 79029,600 \text{ Kg}$$

- Dinding arah Y

$$L = (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid}$$

$$= (15,038 - (0,40 \times 4)) \times 18$$

$$= 241,884 \text{ m}$$

Berat dinding Y

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 241,884 \text{ m}$$

$$= 123360,840 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat dinding bagian bawah} &= 79029,60 \text{ Kg} + 123360,8 \text{ Kg} \\ &= 202390,4 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat dinding lantai 2} &= 172031,87 \text{ Kg} + 202390,44 \text{ Kg} \\ &= 374422,31 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk lantai 2, yakni :

Tabel 3.18 Tabel Total Beban Mati Lantai 2

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat	329789,53
Berat ME	36995,62
Berat balok	234894,60
Berat kolom	86016,00
Berat dinding	374422,31
Total berat ($\sum w_{dead}$)	1062118,07

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

$$\text{Koefisien reduksi} : 0,5$$

$$\begin{aligned} \text{Beban plat} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna bangunan ruko} \times \text{koef. Reduksi} \\ &= 1057,02 \text{ m}^2 \times 479,0 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \\ &= 253155,7 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\text{Total beban hidup} = 253155,7 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada lantai 2 adalah :

$$\begin{aligned} \sum W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 1062118,07 \text{ Kg} + 253155,75 \text{ Kg} \\ &= 1315273,82 \text{ Kg} \end{aligned}$$

3.2.5.5 Berat Lantai 1

a. Beban Mati (W_{dead})

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton

$$\begin{aligned}\text{Luas Plat} &= \text{Luas total} \\ &= (\text{panjang bangunan} \times \text{lebar bangunan}) \\ &= (84,480 \times 15,038) \\ &= 1270,41 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Maka berat plat} &= \text{Luas plat} \times \text{tebal plat} \times \text{berat volum beton} \\ &= 1270,41 \text{ m}^2 \times 0,13 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 396368,0 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Berat ME = Luas plat x berat

$$\begin{aligned}&= 1270,41 \times 35 \text{ Kg/m}^2 \\ &= 44464,4 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Berat balok = $b \times h \times L \times w$

dimana, b : Lebar Balok

h : Tinggi Balok

L : Panjang bentang balok

w : Berat beton bertulang = 2400 Kg/m^3

- Balok B1 ; dimensi : $b = 30 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}L &= \text{panjang 1 line} \times \sum \text{line} \\ &= 84,480 \text{ m} \times 1 \\ &= 84,480 \text{ m}\end{aligned}$$

Berat balok B1

$$\begin{aligned}&= 0,30 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 84,480 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 30412,80 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Balok B2 ; dimensi : $b = 25 \text{ cm}$ dan $h = 50 \text{ cm}$

→ Line A', A, B, C, D

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 line} \times \sum \text{line} \\ &= 84,480 \text{ m} \times 4 \\ &= 422,400 \text{ m} \end{aligned}$$

→ Grid A1, A2, A3, A4, A5, A6', A6'', A7, A8, A9, A10, A11, A12', A12'',

A13, A14, A15, A16, A17

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid} \\ &= 15,038 \text{ m} \times 20 \\ &= 300,760 \text{ m} \end{aligned}$$

→ Grid A1a, A2a, A3a, A4a, A5a, A6a, A7a, A8a, A9a, A10a, A11a, A12a,

A13a, A14a, A15a, A16a, A17a

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang 1 grid} \times \sum \text{grid} \\ &= 2,350 \text{ m} \times 17 \\ &= 39,950 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat balok B2

$$\begin{aligned} &= 0,25 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 763,110 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 228933,00 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Balok B3 ; dimensi : b = 20 cm dan h = 40 cm

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang masing-masing balok B3} \times \sum \text{grid} \\ &= 1,725 \times 18 \\ &= 31,050 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat balok B3

$$\begin{aligned} &= 0,20 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 31,050 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 5961,60 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat balok lantai 1} &= \text{Jumlah semua berat balok} \\ &= 265307,40 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat Kolom $= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w$

dimana, b : Lebar Kolom

h : Panjang Kolom

t : Tinggi Kolom

\sum : Jumlah Kolom

w : Berat beton bertulang

- Kolom K1 ; dimensi : $b = 40 \text{ cm}$ dan $h = 60 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 t &= (\text{tinggi lantai 1 ke lantai 2} / 2) - (h \text{ balok} / 2) + \\
 &\quad \text{tinggi basement ke lantai 1} - (h \text{ balok} / 2) \\
 &= (4,0 \text{ m} / 2) - (0,5 \text{ m} / 2) + 4,0 \text{ m} - \\
 &\quad (0,5 \text{ m} / 2) \\
 &= 5,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berat kolom K1

$$\begin{aligned}
 &= b \times h \times t \times \sum \text{kolom} \times w \\
 &= 0,40 \text{ m} \times 0,60 \text{ m} \times 5,5 \text{ m} \times 80 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 253440,00 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- Berat Dinding $= t \times h \times w \times L$

dimana, t : Tebal Dinding (0,15 m)

h : Tinggi Dinding

w : Berat Volum Bata Merah (479 Kg/m³)

L : Panjang dinding

o Dinding atas

$$\begin{aligned}
 h &= (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3} / 2) \\
 &= (4,0 \text{ m} / 2) \\
 &= 2,0 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Dinding arah X

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\ &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 \\ &= 154,960 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding X

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0,15 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m} \\ &= 79029,600 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Dinding arah Y

$$\begin{aligned} L &= (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid} \\ &= (13,783 - (0,40 \times 4)) \times 18 \\ &= 219,294 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding Y

$$\begin{aligned} &= t \times h \times w \times L \\ &= 0,15 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 219,294 \text{ m} \\ &= 111839,940 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat dinding bagian atas} &= 79029,60 \text{ Kg} + 111839,94 \text{ Kg} \\ &= 190869,54 \text{ Kg} \end{aligned}$$

o Dinding bawah

$$\begin{aligned} h &= (\text{tinggi lantai 2 ke lantai 3} / 2) - h \text{ balok} \\ &= (4,0 \text{ m} / 2) - 0,0 \text{ m} \\ &= 2,0 \text{ m} \end{aligned}$$

Keterangan: semua h balok B1, B2, B3, B3A, B4, B5 adalah 0,5 m

- Dinding arah X

$$\begin{aligned} L &= (\text{panjang bangunan} - (b \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{line} \\ &= (84,480 - (0,35 \times 20)) \times 2 = 154,960 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat dinding X

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 154,960 \text{ m}$$

$$= 79029,600 \text{ Kg}$$

- Dinding arah Y

$$L = (\text{lebar bangunan} - (h \text{ kolom} \times \sum \text{kolom})) \times \sum \text{grid}$$

$$= (13,783 - (0,40 \times 4)) \times 18$$

$$= 219,294 \text{ m}$$

Berat dinding Y

$$= t \times h \times w \times L$$

$$= 0,15 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 219,294 \text{ m}$$

$$= 111839,940 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat dinding bagian bawah} &= 79029,60 \text{ Kg} + 111839,9 \text{ Kg} \\ &= 190869,5 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat dinding lantai 1} &= 190869,54 \text{ Kg} + 190869,54 \text{ Kg} \\ &= 381739,08 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk lantai 1, yakni :

Tabel 3.19 Tabel Total Beban Mati Lantai 1

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat	396367,99
Berat ME	44464,36
Berat balok	265307,40
Berat kolom	253440,00
Berat dinding	381739,08
Total berat ($\sum w$ dead)	1341318,83

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Koefisien reduksi : 0,5

$$\begin{aligned}\text{Beban plat} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna bangunan ruko} \times \text{koef. Reduksi} \\ &= 1270,41 \text{ m}^2 \times 479,0 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \\ &= 304263,3 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\text{Total beban hidup} = 304263,3 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada lantai 1 adalah :

$$\begin{aligned}\Sigma W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 1341318,83 \text{ Kg} + 304263,25 \text{ Kg} \\ &= 1645582,09 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Dengan demikian, total berat struktur untuk masing-masing lantai yakni :

Tabel 3.20 Total Berat Beban Seluruh Lantai

Lantai	Berat (kg)
Atap	821986,73 Kg
Lantai 4	1213446,12 Kg
Lantai 3	1276851,25 Kg
Lantai 2	1315273,82 Kg
Lantai 1	1645582,09 Kg
TOTAL	6273140,01 Kg

3.2.6 Perhitungan Beban Gempa

- Kategori Risiko Struktur Bangunan & Faktor Keutamaan

Pada SNI 1726 : 2012 Pasal 4.1.2, kategori risiko struktur bangunan dapat ditentukan berdasarkan tabel berikut :

Tabel 3.21 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung
untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <p>Perumahan Rumah toko dan rumah kantor Pasar</p> <ul style="list-style-type: none"> - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Berdasarkan fungsi Ruko Central Business District Surabaya yaitu rumah dan toko, bangunan ruko ini termasuk dalam kategori resiko II.

Menurut SNI 1726:2012 pasal 4.1.2, adapun faktor keutamaan gempa gedung ditentukan berdasarkan tabel berikut:

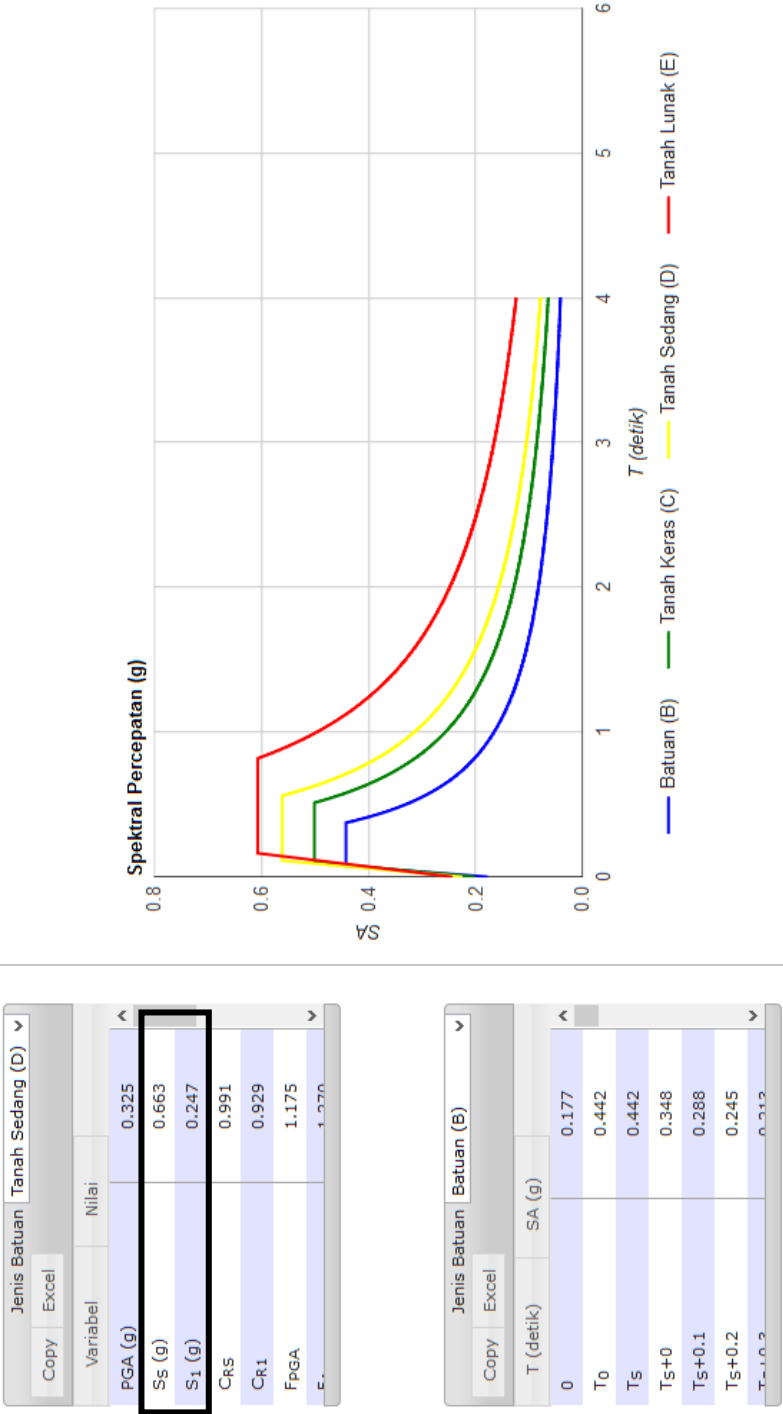
Tabel 3.22 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Berdasarkan kategori resikonya, faktor keutamaan gempa bangunan ruko adalah: 1,0

- Parameter Percepatan Gempa (SS, S1)

Menentukan nilai parameter percepatan gempa dapat menggunakan bantuan puskim.pu.go.id untuk wilayah Surabaya, sebagai berikut :



Gambar 3.4 Gambar Nilai Parameter Percepatan Gempa

Berdasarkan hasil penelurusan tersebut, dapat diketahui nilai parameter yakni :

$$S_s : 0,663 \text{ g}$$

$$S_I : 0,247 \text{ g}$$

- Kategori Desain Seismik (KDS)

1) Menentukan klasifikasi dan koefisien kelas situs

Pada SNI 1726 : 2012 pasal 5.3, klasifikasi situs dapat ditentukan berdasarkan tabel berikut :

Tabel 3.23 Tabel Klasifikasi Kelas Situs Tanah

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$, dan 3. Kuat geser niralinir $\bar{s}_u < 25 kPa$			
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1) Keterangan: N/A = tidak dapat dipakai	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah, - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m), - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas, $PI > 75$), - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa.		

Menurut hasil tes boring log, pada lapisan tanah kedalaman 30 m dari atas dapat ditentukan bahwa $15 < N < 50$, maka dapat diketahui bahwa klasifikasi situs tanah bangunan ruko ini adalah tanah keras, maka dapat ditentukan koefisien F_a dan F_v sesuai tabel pada SNI 1726 : 2012 pasal 6.2 berikut :

Tabel 3.24 Tabel Koefisien Situs Fa

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik (S_s)				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s \leq 0,5$	$S_s \leq 0,75$	$S_s \leq 1,0$	$S_s \leq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

Untuk mendapatkan nilai koefisien Fa dilakukan interpolasi linear yaitu dengan mengetahui nilai S_s : 0,663 dan berdasarkan tabel diatas maka diketahui nilai S_s berada diantara :

$$\begin{array}{lcl} \text{untuk } S_{s_x} = 0,5 & & Fa_x = 1,4 \\ & \text{didapat} & \\ \text{untuk } S_{s_y} = 0,75 & & Fa_y = 1,2 \end{array}$$

Sehingga dapat diinterpolasi sebagai berikut :

$$Fa = Fa_x + \frac{\left[S_s - S_{s_y} \right]}{\left[S_{s_x} - S_{s_y} \right]} \times Fa_x - Fa_y$$

$$Fa = 1,2 + \frac{\left[0,663 - 0,750 \right]}{\left[0,500 - 0,750 \right]} \times \left[1,4 - 1,2 \right] = 1,270$$

Dengan demikian untuk $S_s = 0,663$ diperoleh $Fa = 1,270$

Tabel 3.25 Tabel Koefisien Situs Fv

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE _R) terpetakan pada perioda pendek, T = 1 detik (S ₁)				
	S _s ≤ 0,1	S _s ≤ 0,2	S _s ≤ 0,3	S _s ≤ 0,4	S _s ≤ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,5
SF	SS ^b				

Untuk mendapatkan nilai koefisien Fv dilakukan interpolasi linear yaitu dengan mengetahui nilai S₁ : 0,247 dan berdasarkan tabel diatas maka diketahui nilai S1 berada diantara :

$$\begin{array}{lcl} \text{untuk } S_{1x} = 0,5 & & F_{vx} = 1,4 \\ & \text{didapat} & \\ \text{untuk } S_{1y} = 0,75 & & F_{vy} = 1,2 \end{array}$$

Sehingga dapat diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} F_v &= F_{vx} + \frac{\left[\begin{array}{cc} S_1 & - S_{1x} \end{array} \right]}{\left[\begin{array}{cc} S_{1y} & - S_{1y} \end{array} \right]} \times \left[\begin{array}{cc} F_{vy} & - F_{vx} \end{array} \right] \\ F_v &= 1,4 + \frac{\left[\begin{array}{cc} 0,247 & - 0,500 \end{array} \right]}{\left[\begin{array}{cc} 0,750 & - 0,500 \end{array} \right]} \times \left[\begin{array}{cc} 1,2 & - 1,4 \end{array} \right] = 1,6024 \end{aligned}$$

Dengan demikian untuk S₁ = 0,247 diperoleh Fv = 1,6024

2) Menentukan nilai S_{DS} dan S_{D1}

Dengan mengetahui klasifikasi dan koefisien kelas situs maka dapat ditentukan parameter spektrum respons percepatan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S_{MS} &= Fa \times S_s \\ &= 1,270 \times 0,663 \\ &= 0,842 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{M1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 1,602 \times 0,247 \\
 &= 0,396
 \end{aligned}$$

Adapun parameter percepatan spectral desain ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= \frac{2}{3} \times S_{MS} \\
 &= \frac{2}{3} \times 0,842 \\
 &= 0,56116 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= \frac{2}{3} \times S_{M1} \\
 &= \frac{2}{3} \times 0,396 \\
 &= 0,26386 \text{ g}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya menentukan kategori desain seismik berdasarkan tabel ini :

Tabel 3.26 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Diketahui nilai $S_{DS} = 0,56116 \text{ g} > 0,5$ Untuk Kategori Risiko : II
maka termasuk kategori desain seismik **D**

Tabel 3.27 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Diketahui nilai $S_{D1} = 0,26386 \text{ g} > 0,2$ Untuk Kategori Risiko : II maka
termasuk kategori desain seismik **D**

- Spektrum Respon Desain

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_0 = 0,2 \times \frac{0,26386}{0,56116}$$

$$= 0,09404 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{0,26386}{0,56116}$$

$$= 0,47021 \text{ detik}$$

$$\text{Untuk } T = 0, \text{ maka : } S_a = S_{DS} \times 0,4$$

$$= 0,56116 \times 0,4$$

$$= 0,22447 \text{ detik}$$

$$\text{Untuk } T < T_0, \text{ maka : } S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

$$\text{Contoh: } S_a = 0,56 \left(0,4 + 0,6 \frac{0,01}{0,09404} \right)$$

$$= 0,26027 \text{ detik} , \text{ selanjutnya ditabelkan:}$$

Tabel 3.28 Tabel Nilai Sa untuk T < T₀

<i>T</i>	<i>Sa</i>	<i>T</i>	<i>Sa</i>
0,01	0,2602686	0,06	0,439285
0,02	0,2960719	0,07	0,4750883
0,03	0,3318752	0,08	0,5108916
0,04	0,3676785	0,09	0,5466949
0,05	0,4034818	0,1	0,5824982

Untuk $t = T_0$ s/d $t = T_s$ maka $Sa = S_{DS} = 0,56116$ detik

Untuk $T_s < T < 1,0$, maka :

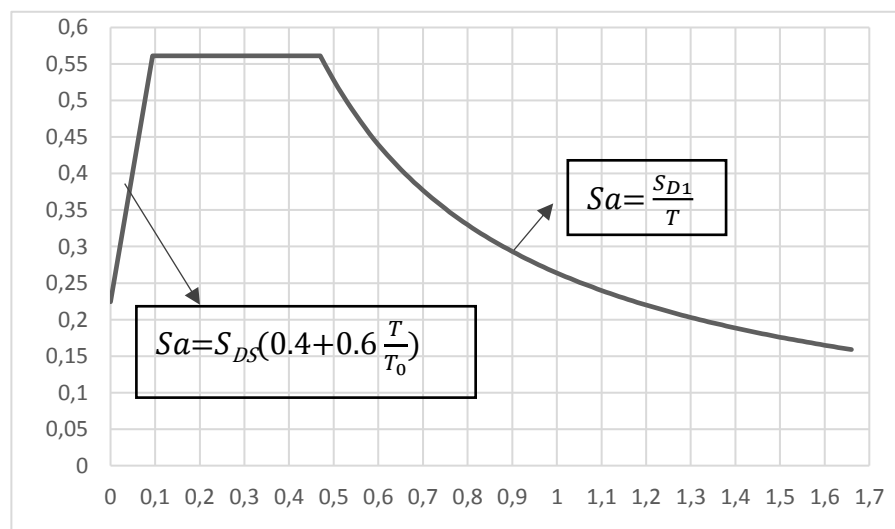
$$Sa = \frac{S_{D1}}{T}, \text{ misalkan } T = 0,57$$

$$= \frac{0,26386}{0,57} = 0,46292 \text{ detik, selanjutnya ditabelkan:}$$

Tabel 3.29 Tabel Nilai Sa untuk $T_s < T < 1,0$

T	Sa	T	Sa	T	Sa	T	Sa	T	Sa
0,48	0,54971	0,55	0,47975	0,62	0,42558	0,69	0,38241	0,76	0,34719
0,49	0,53849	0,56	0,47118	0,63	0,41883	0,7	0,37695	0,77	0,34268
0,5	0,52772	0,57	0,46292	0,64	0,41228	0,71	0,37164	0,78	0,33828
0,51	0,51738	0,58	0,45493	0,65	0,40594	0,72	0,36647	0,79	0,334
0,52	0,50743	0,59	0,44722	0,66	0,39979	0,73	0,36145	0,8	0,32983
0,53	0,49785	0,6	0,43977	0,67	0,39382	0,74	0,35657	0,81	0,32576
0,54	0,48863	0,61	0,43256	0,68	0,38803	0,75	0,35182	0,82	0,32178

Dengan demikian, diperoleh grafik respon spektrum sebagai berikut :



Grafik 3.1 Grafik Respon Spektrum

- Perkiraan Periode Fundamental Alami

Menurut SNI 1726 : 2012 pada pasal 7.8.2.1, untuk struktur dengan tinggi < 12 tingkat dimana sistem penahan gaya seismik yaitu rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m ditentukan sebagai berikut:

$$T_a = 0,1 N \longrightarrow N = \text{Jumlah Tingkat}$$

Batas periode maksimum.

$$T_{max} = C_u \cdot T_a$$

Dan berikut ini adalah tabel menentukan koefisien C_u menurut

SNI 1726 : 2012 pada pasal 7.8.2.1

Tabel 3.30 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yg Dihitung

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik (S_{D1})	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Diketahui $S_{D1} = 0,26386$ g maka koefisien $C_u = 1,5$

- Arah x

$$\begin{aligned} T_a &= 0,1 \, N \\ &= 0,1 \times 12 \\ &= 1,20 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{\max} &= C_u \cdot T_a \\ &= 1,5 \times 1,2 \\ &= 1,8 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$T_a < T_{\max} \quad \text{..... OK}$$

Arah y

$$\begin{aligned} T_a &= 0,1 \, N \\ &= 0,1 \times 12 \\ &= 1,2 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{\max} &= C_u \cdot T_a \\ &= 1,5 \times 1,2 \\ &= 1,8 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$T_a < T_{\max} \quad \text{..... OK}$$

- Pemilihan Parameter Sistem Struktur (R , C_d dan Ω_0)

Tabel 3.31 Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

Jenis struktur bangunan non gedung	R	Ω_0	C_d	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Bangunan (m) ^{a,e}				
				A & B	C	D	E	F
Rak penyimpanan (struktur baja)	4	2	3,5	TB	TB	TB	TB	TB
Sistem rangka gedung:								
Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30
Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	3½	2	3½	TB	TB	10 ^b	10 ^b	10 ^b
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	2½	2	2½	TB	TB	48	48	30
Tanpa batasan ketinggian	1,5	1	1,5	TB	TB	TB	TB	TB
Sistem rangka pemikul momen:								
Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	48 ^{c,d}	48 ^{c,d}	30 ^{c,d}
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	2,5	2	2,5	TB	TB	48	48	30
Tanpa batasan ketinggian	1,5	1	1,5	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	3	2	2,5	TB	TB	15	15	15
Tanpa batasan ketinggian	0,8	1	1	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI ^{c,d}	TI ^{c,d}	TI ^{c,d}
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	2,5	2	2,5	TB	TB	30	30	TI ^{c,d}
Tanpa batasan ketinggian	1	1	1	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
Dengan tambahan ketinggian yang diijinkan	0,8	1	1	TB	TB	15	15	15

Dari Tabel diatas maka di dapat nilai Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya dengan menggunakan Sistem rangka pemikul momen khusus adalah sebagai berikut :

$$R = 8,00$$

$$C_d = 5,50$$

$$\Omega_0 = 3,00$$

- Perhitungan Nilai Base Shear

Perhitungan Geser Dasar Seismik, sebagai berikut :

$$V = C_s \times W$$

Dimana :

$$W = \text{Berat seismik efektif}$$

C_s = Koefisien respons seismik, perhitungan nilai C_s yakni :

$$= \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} = \frac{0,5611632}{(8 / 1)} = 0,0701454$$

Dengan syarat :

- Nilai C_s tidak perlu melebihi berikut ini $= \frac{S_{DI}}{T \times (R/I_e)}$

$$C_{s \max} = \frac{0,263862}{1,2 \times (8 / 1)} = 0,0274856$$

- Tidak kurang dari : $C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$

$$\begin{aligned} C_{s \min} &= 0,044 S_{DS} I_e \\ &= 0,044 \times 0,56116 \times 1 \\ &= 0,020576 \end{aligned}$$

$$C_{s \min} \geq 0,01$$

Digunakan $C_{s \min} = 0,020576$

- Untuk $S_1 \geq 0,6$ g, nilai C_s harus tidak kurang dari :

$$C_{s \min} = \frac{0,5 \times S_1}{(R/I_e)}$$

Karena nilai $S_1 = 0,247 < 0,6$ maka rumusan ini tidak digunakan.

Sehingga,

$$C_{s \min} = 0,02058 < C_{s \max} = 0,02749 < C_s = 0,07$$

Maka digunakan $C_{s_x} = 0,0274856$

$$C_{s_y} = 0,0274856$$

Sehingga nilai V_x dan V_y adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_x &= C_{s_x} \cdot W \\
 &= 0,02749 \times 6331209,22 \\
 &= 174017,15 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_y &= C_{s_y} \cdot W \\
 &= 0,02749 \times 6331209,22 \\
 &= 174017,15 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Gaya Gempa Lateral (F)

Gaya gempa lateral dihitung dengan rumus :

$$F = C_v \cdot V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Dimana :

C_v = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral design total atau geser di dasar struktur

W_i & W_x = Bagian berat seismik sfektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i & h_x = Tinggi (m) dari dasar sampai tingkat i atau x

K = $\frac{E}{k_s}$

berikut :

- Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 detik atau kurang , $K = 1$
- Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 2,5 detik atau lebih , $K = 2$
- Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda

sebesar 0,5 dan 2,5 detik k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

Dengan $T_a = 1,2$ detik, dan

$K_1 = 1,0$ untuk $T_{a1} = 0,5$

$K_2 = 2,0$ untuk $T_{a2} = 2,5$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$K = K_1 + \frac{\left(T_a - T_{a1} \right)}{\left(T_{a2} - T_{a1} \right)} \times \left(K_2 - K_1 \right)$$

$$K = 1 + \frac{\left(1,2 - 0,500 \right)}{\left(2,500 - 0,500 \right)} \times \left(2 - 1 \right)$$

$$= 1,35$$

Maka digunakan $K_x = 1,35$

$K_y = 1,35$

Tabel 3.32 Tabel Faktor Distribusi Vertikal

Lantai	Berat (Wi)	Tinggi (hi)	$h_i^{K_x}$	$h_i^{K_y}$	$W_i \times h_i^{K_x}$	$W_i \times h_i^{K_y}$
	Kg	m	m	m	kgm	kgm
Atap	821986,728	18,0	49,5	49,5	40689531,3	40689531,3
Lantai 4	1213446,12	14,8	38,0	38,0	46118355,6	46118355,6
Lantai 3	1276851,25	11,4	26,7	26,7	34116294,6	34116294,6
Lantai 2	1315273,82	8,0	16,6	16,6	21786509,6	21786509,6
Lantai 1	1645582,09	4,0	6,5	6,5	10693023,9	10693023,9
TOTAL	6273140,01				153403715	153403715

Tabel 3.33 Tabel Gaya Gempa Lateral Per Lantai

Lantai	C_{v_x}	C_{v_y}	V_x	V_y	F_x	F_y
			(Kg)	(Kg)	(Kg)	(Kg)
Atap	0,2652448	0,2652448	174017	174017	46157,138	46157,138
Lantai 4	0,3006339	0,3006339	174017	174017	52315,454	52315,454
Lantai 3	0,2223955	0,2223955	174017	174017	38700,631	38700,631
Lantai 2	0,1420207	0,1420207	174017	174017	24714,046	24714,046
Lantai 1	0,0697051	0,0697051	174017	174017	12129,886	12129,886
TOTAL					174017,15	174017,15

Berikut ini adalah kombinasi pembebanan yang akan dipakai:

$$\rho = 1,3$$

$$SDs = 0,5612$$

Tabel 3.34 Tabel Kombinasi Beban Gempa

1	1	1,4	D																							
2	2	1,2	D	+	1,6	LL	+	0,5	Lr																	
	R	1,2	D	+	1	LL	+	0,3	(ρ	Qex	+	0	SDs	D)	+	1	(ρ	Qey	+	0	SDs	D)				
		1,2	D	+	1	LL	+	0,3	(1,300	Qex	+	0,2	0,6	D)	+	1	(1,300	Qey	+	0,2	0,6	D)				
		1,2	D	+	1	LL	+	(0,390	Qex	+	0,03	D)	+	(1,30	Qey	+	0,11224	D)								
3		1,35	D	+	1	LL	+	0,39	Qex	+	1,3	Qey														
	R	1,2	D	+	1	LL	-	0,3	(ρ	Qex	+	0	SDs	D)	+	1	(ρ	Qey	+	0	SDs	D)				
		1,2	D	+	1	LL	-	0,3	(1,300	Qex	+	0,2	0,6	D)	+	1	(1,300	Qey	+	0,2	0,6	D)				
		1,2	D	+	1	LL	-	(0,390	Qex	-	0,03	D)	+	(1,30	Qey	+	0,11224	D)								
4		1,28	D	+	1	LL	-	0,39	Qex	+	1,3	Qey														
	R	1,2	D	+	1	LL	+	0,3	(ρ	Qex	+	0	SDs	D)	-	1	(ρ	Qey	+	0	SDs	D)				
		1,2	D	+	1	LL	+	0,3	(1,300	Qex	+	0,2	0,6	D)	-	1	(1,300	Qey	+	0,2	0,6	D)				
		1,2	D	+	1	LL	+	(0,390	Qex	+	0,03	D)	-	(1,30	Qey	-	0,11224	D)								
5		1,12	D	+	1	LL	+	(0,390	Qex	-	1,3	Qey														
	R	1,2	D	+	1	LL	-	0,3	(ρ	Qex	+	0	SDs	D)	-	1	(ρ	Qey	+	0	SDs	D)				
		1,2	D	+	1	LL	-	0,3	(1,300	Qex	+	0,2	0,6	D)	-	1	(1,300	Qey	+	0,2	0,6	D)				
		1,2	D	+	1	LL	-	(0,390	Qex	+	0,03	D)	-	(1,30	Qey	-	0,11224	D)								

6	1,05	D	+	1	LL	-	(0,390	Qex	-	1,3	Qey										
R.4a	1,2	D	+	1	LL	+	1	(ρ	Qex	+	0	SDs	D)	+	0	(ρ	Qey	+	0	SDs	D)
	1,2	D	+	1	LL	+	1	(1,300	Qex	+	0,2	0,6	D)	+	0,3	(1,300	Qey	+	0,2	0,6	D)
	1,2	D	+	1	LL	+	(1,300	Qex	+	0,11	D)	+	(0,39	Qey	+	0,03367	D)				
7	1,35	D	+	1	LL	+	(1,300	Qex	+	0,39	Qey)										
R.4b	1,2	D	+	1	LL	-	1	(ρ	Qex	+	0	SDs	D)	+	0	(ρ	Qey	+	0	SDs	D)
	1,2	D	+	1	LL	-	1	(1,300	Qex	+	0,2	0,6	D)	+	0,3	(1,300	Qey	+	0,2	0,6	D)
	1,2	D	+	1	LL	-	(1,300	Qex	-	0,11	D)	+	(0,39	Qey	+	0,03367	D)				
8	1,12	D	+	1	LL	-	(1,300	Qex	+	0,39	Qey)										
R.4c	1,2	D	+	1	LL	+	1	(ρ	Qex	+	0	SDs	D)	-	0	(ρ	Qey	+	0	SDs	D)
	1,2	D	+	1	LL	+	1	(1,300	Qex	+	0,2	0,6	D)	-	0,3	(1,300	Qey	+	0,2	0,6	D)
	1,2	D	+	1	LL	+	(1,300	Qex	+	0,11	D)	-	(0,39	Qey	-	0,03367	D)				
9	1,28	D	+	1	LL	+	(1,300	Qex	-	0,39	Qey)										
R.4d	1,2	D	+	1	LL	-	1	(ρ	Qex	+	0	SDs	D)	-	0	(ρ	Qey	+	0	SDs	D)
	1,2	D	+	1	LL	-	1	(1,300	Qex	+	0,2	0,6	D)	-	0,3	(1,300	Qey	+	0,2	0,6	D)
	1,2	D	+	1	LL	-	(1,300	Qex	-	0,11	D)	-	(0,39	Qey	-	0,03367	D)				
10	1,05	D	+	1	LL	-	(1,300	Qex	-	0,39	Qey)										
R.5a	0,9	D	+	0,30	(ρ	Qex	-	0,2	SDs	D)	+	1	(ρ	Qey	-	0,2	SDs	D)			
	0,9	D	+	0,30	(1,300	Qex	-	0,2	0,6	D)	+	1	(1,300	Qey	-	0,2	0,6	D)			
	0,9	D	+	0,39	Qex	-	0,034	D)	+	1,300	Qey	-	0,112	D)							

11	0,754	D	+	0,39	Qex	+	1,300	Qey
R.5b	0,9	D	-	0,30	(p Qex	-	0,2 SDs D)	+ 1 (p Qey - 0,2 SDs D)
	0,9	D	-	0,30	(1,300 Qex	-	0,2 0,6 D)	+ 1 (1,300 Qey - 0,2 0,6 D)
	0,9	D	-	0,39	Qex	+	0,034 D)	+ 1,300 Qey - 0,112 D)
12	0,821	D	-	0,39	Qex	+	1,300	Qey
R.5c	0,9	D	+	0,30	(p Qex	-	0,2 SDs D)	- 1 (p Qey - 0,2 SDs D)
	0,9	D	+	0,30	(1,300 Qex	-	0,2 0,6 D)	- 1 (1,300 Qey - 0,2 0,6 D)
	0,9	D	+	0,39	Qex	-	0,034 D)	- 1,300 Qey + 0,112 D)
13	0,979	D	+	0,39	Qex	-	1,300	Qey
R.5d	0,9	D	-	0,30	(p Qex	-	0,2 SDs D)	- 1 (p Qey - 0,2 SDs D)
	0,9	D	-	0,30	(1,300 Qex	-	0,2 0,6 D)	- 1 (1,300 Qey - 0,2 0,6 D)
	0,9	D	-	0,39	Qex	+	0,034 D)	- 1,300 Qey + 0,112 D)
14	1,046	D	-	0,39	Qex	-	1,300	Qey
R.6a	0,9	D	+	1,00	(p Qex	-	0,2 SDs D)	+ 0 (p Qey - 0,2 SDs D)
	0,9	D	+	1,00	(1,300 Qex	-	0,2 0,6 D)	+ 0,3 (1,300 Qey - 0,2 0,6 D)
	0,9	D	+	1,30	Qex	-	0,112 D)	+ 0,390 Qey - 0,034 D)
15	0,754	D	+	1,30	Qex	+	0,390	Qey
R.6b	0,9	D	-	1,00	(p Qex	-	0,2 SDs D)	+ 0 (p Qey - 0,2 SDs D)
	0,9	D	-	1,00	(1,300 Qex	-	0,2 0,6 D)	+ 0,3 (1,300 Qey - 0,2 0,6 D)
	0,9	D	-	1,30	Qex	+	0,112 D)	+ 0,390 Qey - 0,034 D)

16	0,979	D	-	1,30	Qex	+	0,390	Qey
<i>R.6c</i> 0,9 D + 1,00 (ρ Qex - 0,2 SDs D) - 0 (ρ Qey - 0,2 SDs D) 0,9 D + 1,00 (1,300 Qex - 0,2 0,6 D) - 0,3 (1,300 Qey - 0,2 0,6 D) 0,9 D + 1,30 Qex - 0,112 D) - 0,390 Qey + 0,034 D)								
17	0,821	D	+	1,30	Qex	-	0,390	Qey
<i>R.6d</i> 0,9 D - 1,00 (ρ Qex - 0,2 SDs D) - 0 (ρ Qey - 0,2 SDs D) 0,9 D - 1,00 (1,300 Qex - 0,2 0,6 D) - 0,3 (1,300 Qey - 0,2 0,6 D) 0,9 D - 1,30 Qex + 0,112 D) - 0,390 Qey + 0,034 D)								
17	1,046	D	-	1,30	Qex	-	0,390	Qey

Centers of mass and rigidity dari analisa struktur menggunakan ETABS

Ukuran bangunan terbesar:

- L1 = 85,45

- L2 = 20,038

Tabel 3.34 Tabel Pusat Massa Bangunan dari ETABS

Centers of Mass and Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	m	m
LANTAI 1	D1	123862	123862	43,053	11,28	123861,9526	123861,9526	43,05	11,28	42,53	10,226
LANTAI 2	D2	100739,2	100739,2	42,973	13,25	100739,1799	100739,1799	42,97	13,25	42,61	11,476
LANTAI 3	D3	96658,02	96658,02	42,882	13,25	96658,0166	96658,0166	42,88	13,25	42,6	12,114
LANTAI 4	D4	96383,8	96383,8	42,883	13,25	96383,8027	96383,8027	42,88	13,25	42,61	12,276
ATAP	D5	89432,29	89432,29	42,932	13,16	89432,2919	89432,2919	42,93	13,16	42,62	12,334

Menurut SNI 1726 : 2012 pasal 5.4.3 yang menyatakan bahwa : Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana (ed). Apabila ukuran horizontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b. maka eksentrisitas rencana (ed) harus ditentukan sebagai berikut :

a) Untuk $ed < 0.3b$, maka $ed = 1.5 e + 0.05 b$

atau $ed = e - 0.05 b$

b) Untuk $ed > 0.3b$, maka $ed = 1.33 e + 0.1 b$

atau $ed = 1.17 e - 0.1 b$

Apabila arah beban gempa searah sumbu X, maka $b = 85,5 \text{ m}$

Apabila arah beban gempa searah sumbu Y, maka $b = 20,0 \text{ m}$

• $0.3 b$ (untuk beban gempa arah x) $= 0.3 \times 85,45$
 $= 25,64 \text{ m}$

• $0.3 b$ (untuk beban gempa arah y) $= 0.3 \times 20,038$
 $= 6,0 \text{ m}$

Menghitung eksentrisitas rencana (ed) :

Lantai 1, arah x $ed = \text{Pusat massa} - \text{Pusat Rotasi}$
 $= 43,053 - 42,533 = 0,51$

arah y $ed = \text{Pusat massa} - \text{Pusat Rotasi}$
 $= 11,279 - 10,226 = 1,05$

Selanjutnya untuk lantai 2 dan seterusnya ditampilkan seperti pada tabel berikut :

Tabel 3.35 Tabel Eksentrisitas Bangunan

Lantai	Pusat Massa		Pusat Kekakuan		Eksentrisitas (e)	
	X	Y	X	Y	X	Y
LANTAI 1	43,053	11,279	42,533	10,226	0,52	1,053
LANTAI 2	42,973	13,254	42,61	11,476	0,363	1,778
LANTAI 3	42,882	13,248	42,599	12,114	0,283	1,134
LANTAI 4	42,883	13,248	42,611	12,276	0,272	0,972
ATAP	42,932	13,164	42,622	12,334	0,31	0,83

Karena nilai $Ed < 0.3 b$ maka digunakan rumus eksentrisitas a)

Tabel 3.36 Tabel Nilai Ed Bangunan

Lantai	$ed = 1,5e + 0,05b$		$ed = e - 0,05b$	
	X	Y	X	Y
LANTAI 1	5,0525	2,5814	-3,7525	0,0511
LANTAI 2	4,817	3,6689	-3,9095	0,7761
LANTAI 3	4,697	2,7029	-3,9895	0,1321
LANTAI 4	4,6805	2,4599	-4,0005	-0,0299
ATAP	4,7375	2,2469	-3,9625	-0,1719

Koordinat pusat massa yang baru dihitung sebagai berikut :

$$Xm' = XCR + ed$$

$$Ym' = YCR + ed$$

Tabel 3.37 Tabel Koordinat Pusat Massa Bangunan ($ed = 1,5e + 0,05b$)

Lantai	Pusat Kekakuan		ed = 1,5e + 0,05b		Koordinat	
					Pusat Massa	
	X	Y	X	Y	Xm'	Ym'
LANTAI 1	42,533	10,226	5,0525	2,5814	47,5855	12,8074
LANTAI 2	42,61	11,476	4,817	3,6689	47,427	15,1449
LANTAI 3	42,599	12,114	4,697	2,7029	47,296	14,8169
LANTAI 4	42,611	12,276	4,6805	2,4599	47,2915	14,7359
ATAP	42,622	12,334	4,7375	2,2469	47,3595	14,5809

Tabel 3.38 Tabel Koordinat Pusat Massa Bangunan ($ed = e - 0,05b$)

Lantai	Pusat Kekakuan		ed = e - 0,05b		Koordinat	
					Pusat Massa	
	X	Y	X	Y	Xm'	Ym'
LANTAI 1	42,533	10,226	-3,7525	0,0511	38,7805	10,2771
LANTAI 2	42,61	11,476	-3,9095	0,7761	38,7005	12,2521
LANTAI 3	42,599	12,114	-3,9895	0,1321	38,6095	12,2461
LANTAI 4	42,611	12,276	-4,0005	-0,0299	38,6105	12,2461
ATAP	42,622	12,334	-3,9625	-0,1719	38,6595	12,1621

BAB IV

PERENCANAAN PONDASI

4.1. Parameter Tanah

Langkah-langkah yang harus dilakukan dalam perencanaan pondasi sumuran :

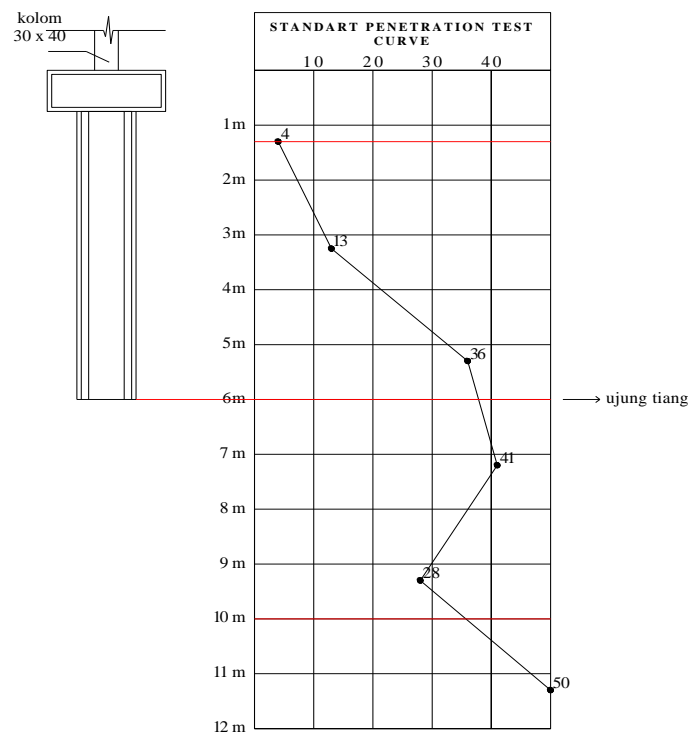
- a. Konversi nilai sondir ke data SPT dengan rumus $q_c = 4 N$
 Dimana : N = Nilai SPT
 q_c = tahanan konus (Kg/cm²)
- b. Daya dukung yang diperbolehkan (Q_a) dihitung dengan rumus :
 $Q_a = Q_{ultimate} / F_s$
 Nilai F_s adalah faktor keamanan, diambil 2,5
- c. Apabila daya dukung tidak memenuhi untuk menerima beban dari reaksi struktur atas, maka dapat menambahkan konfigurasi tiang atau menambah kedalaman tiang yang direncanakan.
- b. Data SPT dan jenis tanah

Tabel 4.1 Tabel NSPT

Tabel 4.1 Tabel Korelasi Nilai SPT dengan Nilai q_c

No.	Kedalaman	Nilai SPT	Nilai q_c (4 x N-SPT)
1	1,5	4,9	19,6
2	2	7,2	28,6
3	2,5	9,4	37,6
4	3	11,7	46,6
5	3,5	15,3	61,2
6	4	21,1	84,2
7	4,5	26,8	107,2
8	5	32,6	130,2
9	5,5	36,5	146
10	6	37,8	151
11	6,5	39,0	156
12	7	40,3	161
13	7,5	39,7	158,8
14	8	36,5	145,8
15	8,5	33,2	132,8

16	9	30,0	119,8
17	9,5	30,2	120,8
18	10	35,7	142,8
19	10,5	41,2	164,8
20	11	46,7	186,8



Gambar 4.1 Gambar Rencana Kedalaman Pondasi Sumuran

4.2. Perencanaan Pondasi Sumuran

Berdasarkan output analisa pembebanan dengan menggunakan program ETABS diambil tiga contoh tipe sebagai perencanaan pondasi dengan gaya-gaya yang bekerja pada masing-masing tipe yang dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.2 Tabel Hasil Pembebanan ETABS

Type	Node	fz (Kg)	fx (Kg)	Mx (Kgm)	My (Kgm)
berat (A)	1	306366,98	-4799,97	3156,754	-10,302
sedang (B)	2	153220,79	2273,74	-2158,873	-5,163
ringan (C)	3	102068,41	-2830,96	3883,539	-10,819

4.2.1. Perencanaan Pondasi Sumuran Tipe A

Data perencanaan pondasi sumuran

- Gaya Vertikal (V) : 306366,98 Kg
- Momen Arah X (Mx) : 3156,75 Kg
- Momen Arah Y (My) : 10,30 Kg
- Mutu Beton (fc') : 41,50 MPa
- Mutu Baja Ulir (fy) : 390,00 MPa
- Kedalaman Pondasi : 600 cm
- Panjang Pondasi (Df) : 525 cm
- Diameter luar (B_{luar}) : 100,00 cm
- Diameter dalam (B_{dalam}) : 60,0 cm
- Tebal selimut : 7,5 cm
- Tebal poer (Hp) : 75,0 cm
- Lebar poer (Bp) : 200,0 cm
- Luas Penampang Luar(A1) : $\frac{1}{4} \pi D^2$
: $\frac{1}{4} 3,14 1,0^2 = 0,785 \text{ m}^2$
- Luas Penampang Dalam (A2) : $\frac{1}{4} \pi D^2$
: $\frac{1}{4} 3,14 0,6^2 = 0,283 \text{ m}^2$
- Luas Penampang Ag : Luas A1-Luas A2
: $0,785 \text{ m}^2 - 0,283 \text{ m}^2$
: $0,502 \text{ m}^2$

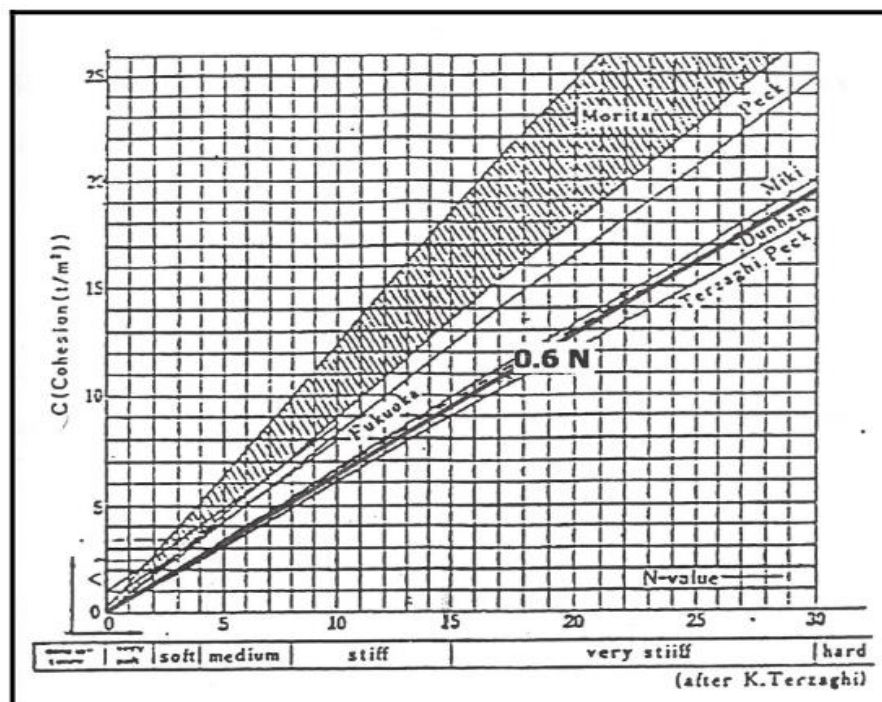
4.2.1.1. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Sumuran Tipe A

4.2.1.1.1 Perhitungan Daya Dukung Aksial

Daya dukung pondasi terhadap kekuatan tanah, menurut *Hary Cristadi* daya dukung pondasi ada pada ujung pondasi, karena pengaruh selimut pondasi sangat kecil maka diabaikan. Daya dukung menggunakan pondasi telapak berbentuk lingkaran:

$$Q_{ult} = \left(\frac{1}{3} \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \right) \times A_g$$

- Untuk mencari nilai c, digunakan grafik Hubungan antara kohesi dan nilai SPT untuk tanah kohesif. (Terzaghi, 1943)



$$\begin{aligned} c &= 0,6 \times N \\ &= 0,6 \times 39,0 = 23,40 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

- Untuk mencari nilai γ , digunakan tabel hubungan antara kohesi dan nilai SPT untuk tanah kohesif (Teng, 1962)

Tabel 4.3 Tabel Hubungan Berat Jenis (γ) dan Nilai SPT

Table 3-1
Granular Soil Properties (after Teng 1962)

Compactness	Relative Density (%)	SPT N (blows per ft)	Angle of Internal Friction (deg)	Unit Weight	
				Moist (pcf)	Submerged (pcf)
Very Loose	0-15	0-4	<28	<100	<80
Loose	16-35	5-10	28-30	95-125	55-85
Medium	36-65	11-30	31-36	110-130	60-70
Dense	66-85	31-50	37-41	110-140	65-85
Very Dense	86-100	>51	>41	>130	>75

Nilai 37,75 termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 110-140.

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$N_1 = 31,00 \text{ untuk } \gamma_1 = 110$$

$$N_2 = 50,00 \text{ untuk } \gamma_2 = 140$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \gamma &= \gamma_1 + \left[\frac{N - N_1}{N_2 - N_1} \right] \times (\gamma_2 - \gamma_1) \\ &= 110 + \left[\frac{37,75 - 31,000}{50,000 - 31,000} \right] \times (140 - 110) \\ &= 120,658 \text{ pcf} \end{aligned}$$

Dari hasil interpolasi dengan kedalaman 6 m, Nilai N-SPT didapat = 37,75

dari nilai N-SPT diinterpolasi dan didapat unit weight = 120,658 pcf

$$120,658 \text{ pcf} = 1,933 \text{ t/m}^3$$

- Untuk mencari nilai ϕ , digunakan grafik Hubungan antara ϕ dan nilai SPT

Tabel 4.4 Tabel Hubungan Kohesi dan Nilai SPT

Kondisi Tanah Pasir	Kerapatan Relatif (Dr)	Nilai SPT	Nilai tahanan konus (qc)	ϕ
Sangat tidak padat	< 0,2	< 4	< 20	< 30°
Tidak padat	0,2 – 0,4	4 – 10	20 - 40	30 - 35
Agak padat	0,4 – 0,6	10 – 30	40 – 120	35 - 40
Padat	0,6 – 0,8	30 – 50	120 – 200	40 - 45
Sangat padat	> 0,8	> 50	> 200	> 45°

Nilai 37,75 termasuk kepadatan padat dengan nilai 40-45.

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$N_1 = 30,00 \text{ untuk } \phi_1 = 40$$

$$N_2 = 50,00 \text{ untuk } \phi_2 = 45$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \gamma &= \phi_1 + \left[\frac{N - N_1}{N_2 - N_1} \right] \times [\phi_2 - \phi_1] \\
 &= 40 + \left[\frac{37,75 - 30,000}{50,000 - 30,000} \right] \times [45 - 40] \\
 &= 41,938
 \end{aligned}$$

Dari hasil interpolasi dengan kedalaman 6 m, Nilai N-SPT didapat = 37,8

dari nilai N-SPT diinterpolasi dan didapat $\phi = 41,938$

- Untuk mencari nilai N_c , N_q , N_γ , digunakan grafik Hubungan antara kohesi dan nilai N -SPT

Tabel 4.5 Tabel Hubungan ϕ dengan N_c , N_q , N_γ

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,71	1	0	3,81	1	0
5	7,32	1,64	0	4,48	1,39	0
10	9,64	2,7	1,2	5,34	1,94	0
15	12,8	4,44	2,4	6,46	2,73	1,2
20	17,7	7,43	4,6	7,9	3,88	2
25	25,1	12,7	9,2	9,86	5,6	2,2
30	37,2	22,5	20	12,7	8,32	5,4
35	57,8	41,4	44	16,8	12,8	9,6
40	95,6	81,2	114	23,2	20,5	19,1
45	172	173	320	34,1	35,1	27

- Untuk mencari nilai N_c

Nilai 41,938 termasuk kepadatan padat dengan nilai 95,6-172.

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$N_1 = 40,00$ untuk $N_{c1} = 95,6$

$N_2 = 45,00$ untuk $N_{c2} = 172$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 N_c &= N_{c1} + \left[\frac{N - N_1}{N_2 - N_1} \right] \times [N_{c2} - N_{c1}] \\
 &= 95,6 + \left[\frac{41,94 - 40,000}{45,000 - 40,000} \right] \times [172 - 95,6] \\
 &= 125,213
 \end{aligned}$$

Dari hasil interpolasi dengan kedalaman 6 m, Nilai ϕ didapat = 41,938
dari nilai N -SPT diinterpolasi dan didapat $N_c = 125,213$

- Untuk mencari nilai N_q

Nilai 41,938 termasuk kepadatan padat dengan nilai 95,6-172.

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$N_1 = 40,00 \text{ untuk } N_{c1} = 81,2$$

$$N_2 = 45,00 \text{ untuk } N_{c2} = 173$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} N_q &= N_{q1} + \left[\frac{N - N_1}{N_2 - N_1} \right] \times [N_{q2} - N_{q1}] \\ &= 81,2 + \left[\frac{41,94 - 40,000}{45,000 - 40,000} \right] \times [173 - 81,2] \\ &= 116,782 \end{aligned}$$

Dari hasil interpolasi dengan kedalaman 6 m, Nilai ϕ didapat = 41,938
dari nilai N-SPT diinterpolasi dan didapat $N_q = 116,782$

- Untuk mencari nilai N_γ

Nilai 41,938 termasuk kepadatan padat dengan nilai 95,6-172.

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$N_1 = 40,00 \text{ untuk } N_{\gamma1} = 114$$

$$N_2 = 45,00 \text{ untuk } N_{\gamma2} = 320$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} N_\gamma &= N_{\gamma1} + \left[\frac{N - N_1}{N_2 - N_1} \right] \times [N_{\gamma2} - N_{\gamma1}] \\ &= 114,0 + \left[\frac{41,94 - 40,000}{45,000 - 40,000} \right] \times [320 - 114] \\ &= 193,846 \end{aligned}$$

Dari hasil interpolasi dengan kedalaman 6 m, Nilai ϕ didapat = 41,938

dari nilai N-SPT diinterpolasi dan didapat $N_c = 193,846$

Dari hasil interpolasi N-SPT, Nilai ϕ didapat = 41,9375 , maka nilai N_c, N_q, N_γ bisa di dapat dari table diatas dengan cara interpolasi.

$$N_c = 125,2$$

$$N_q = 116,8$$

$$N_\gamma = 193,8$$

- Daya dukung ujung pondasi

$$\begin{aligned}
 Q_p &= \left(\frac{1}{3} \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \right) \times A_g \\
 &= \left(\frac{1}{3} \times 23,4 \times 125,2 \right) + \left(1,93 \times 5,25 \times 116,8 \right) \\
 &\quad + \left(0,30 \times 1,93 \times 1 \times 193,8 \right) \times 0,502 \\
 &= 1142,45 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Berat pile cap (W_1)

$$\begin{aligned}
 W_1 &= \text{panjang} \times \text{lebar} \times \text{tinggi} \times \text{bj.beton} \\
 &= 2,00 \times 2,00 \times 0,75 \times 2400 \\
 &= 7200 \text{ Kg} = 7,20 \text{ t}
 \end{aligned}$$

- Berat sendiri pondasi (W_2)

$$\begin{aligned}
 W_2 &= \frac{1}{4}\pi (D_{\text{luar}}^2 - D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times \text{bj.beton} + \frac{1}{4}\pi D_{\text{dalam}}^2 \times D_f \times \text{bj.cyclop} \\
 &= \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times (1,0^2 - 0,6^2) \times 5,25 \times 2400 \right) + \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2 \times 5,3 \times 1800 \right) \\
 &= 6330,24 + 2670,57 = 9000,810 \text{ Kg} = 9,00 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Daya dukung pondasi sumuran

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p - W_1 - W_2 \\
 &= 1142,45 - 7,2 - 9 = 1126,25 \text{ t}
 \end{aligned}$$

- Daya dukung ijin pondasi sumuran

$$\begin{aligned}
 Q_a &= Q_u / 2,5 \\
 &= \frac{1126,3}{2,5} = 450,501 \text{ t}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Daya Dukung Pondasi Terhadap Beban

$$\begin{aligned}
 \Sigma V_u &= \text{Beban struktur atas (P)} + W_1 + W_2 \\
 &= 306,367 + 7,20 + 9 \\
 &= 322,568 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$n = \frac{\sum V_u}{Q_a}$$

$$= \frac{322,57}{450,50} = 0,71602 \approx 1 \text{ buah}$$

$$\text{Kontrol : } \sum V_u < Q_a = 322,57 < 450,501 \quad (OK)$$

4.2.1.1.2 Perhitungan Daya Dukung Lateral

- Penentuan Kriteria Tiang

$$E_p = 4700 \times \sqrt{(f' c)}$$

$$= 4700 \times \sqrt{41,5}$$

$$= 30277,63 \text{ N/mm}^2$$

$$= 302776,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_p = \frac{1}{64} \times \pi \times D^4$$

$$= \frac{1}{64} \times \pi \times 100^4$$

$$= 100250 \text{ cm}^4$$

Nilai rata-rata N SPT dari data SPT di sepanjang tiang akan dihitung sebagai berikut :

Tabel 4.6 Nilai N_{SPT} di Sepanjang Tiang Pondasi Tipe A

Kedalaman (m)	N_{SPT}
1,5	4,9
2	7,2
2,5	9,4
3	11,7
3,5	15,3
4	21,1
4,5	26,8
5	32,6
5,5	36,5
6	37,8
ΣN_{SPT}	203

$$N = \frac{\sum N_{\text{SPT}} \text{ rata-rata}}{10}$$

$$= \frac{203}{10} = 20,32$$

Karena nilai rata-rata N SPT dari data SPT di sepanjang tiang adalah : 20,32

Sehingga, bila dilihat dalam tabel berikut:

Tabel 4.7 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir dengan Nilai N_{SPT} di Sepanjang Tiang Pondasi Tipe A

Kepadatan	Dr	N_{SPT}
Sangat lepas	< 0.15	< 4
Lepas	0.15 - 0.35	4 - 10
Padat lepas	0.35 - 0.65	10 - 30
Padat	0.65 - 0.85	30 - 50
Padat sedang	0.85 - 1.00	> 50

Nilai 20,32 termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 0,35 - 0,65.

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$N_1 = 10,00 \text{ untuk } Dr_1 = 0,35$$

$$N_2 = 30,00 \text{ untuk } Dr_2 = 0,65$$

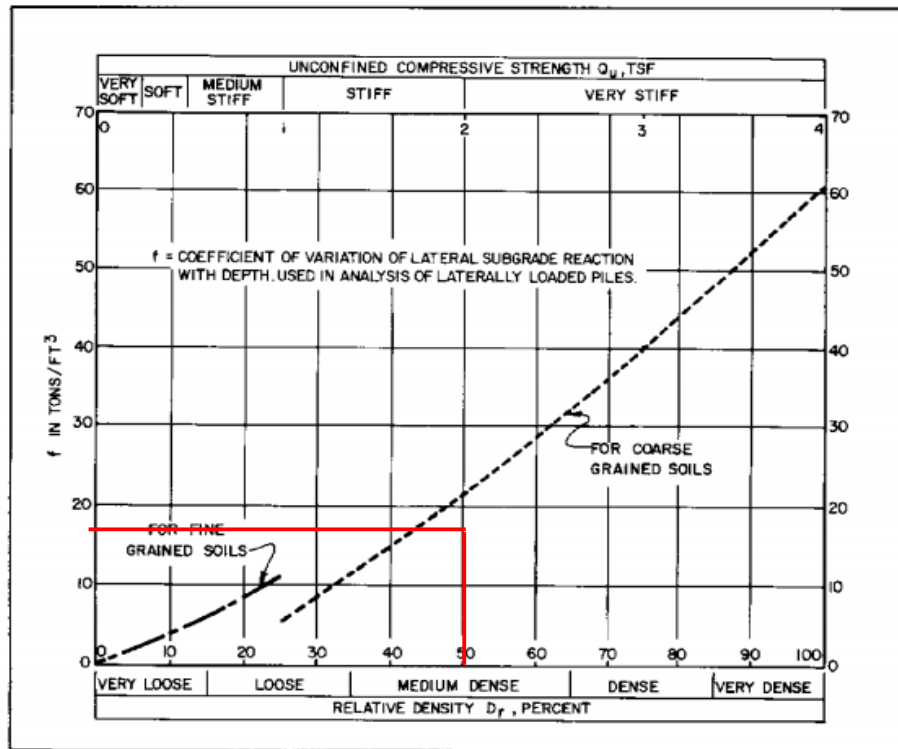
diinterpolasi sebagai berikut :

$$Dr = Dr_1 + \frac{\left[\begin{array}{c} N \\ N_2 - N_1 \end{array} \right]}{\left[\begin{array}{c} N \\ N_2 - N_1 \end{array} \right]} \times (Dr_2 - Dr_1)$$

$$= 0,35 + \frac{\left[\begin{array}{c} 20,32 \\ 30,00 - 10,00 \end{array} \right]}{\left[\begin{array}{c} 30,00 - 10,00 \end{array} \right]} \times (0,65 - 0,35)$$

$$= 0,504752632 = 50,48 \%$$

Sementara untuk nilai $Dr = 50,48 \%$ akan dimasukkan dalam tabel berikut :



Grafik 4.2 Grafik Hubungan η_h dengan Kepadatan Relatif (D_r) Tanah Pasir

Menurut grafik diatas didapat nilai $\eta_h = 23 \text{ ton/ft}^3 = 0,812 \text{ kg/cm}^3$

$$\begin{aligned}
 T &= \sqrt[5]{(5(E_{p.I.p})/\eta_h)} \\
 &= \sqrt[5]{\frac{302776,3 \times 100250,00}{0,812}} \\
 &= 130,17 \text{ cm} = 1,30 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga bila dimasukkan dalam syarat: $L \geq 4 T$ dan $6 \geq 5,207$
Maka dapat digolongkan termasuk jenis tiang panjang (Elastis).

Untuk mencari nilai beban lateral, ada beberapa parameter yang harus dicari menggunakan tabel korelasi sebagai berikut:

- Nilai γ (Berat Jenis)

Nilai kepadatan relatif (D_r) yaitu 50,48 % diinputkan dalam tabel:

Tabel 4.8 Tabel Korelasi Nilai SPT dengan Berat Jenis di Sepanjang Tiang Pondasi Tipe A

Compactness	Relative Density (%)	SPT N (blows per ft)	Angle of Internal Friction (deg)	Unit Weight	
				Moist (pcf)	Submerged (pcf)
Very Loose	0-15	0-4	<28	<100	<80
Loose	16-35	5-10	28-30	95-125	55-85
Medium	36-65	11-30	31-38	110-130	60-70
Dense	66-85	31-50	37-41	110-140	65-85
Very Dense	86-100	>51	>41	>130	>75

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$D_{r1} = 36,00 \text{ untuk } \gamma_1 = 110$$

$$D_{r2} = 65,00 \text{ untuk } \gamma_2 = 130$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \gamma &= \gamma_1 + \left[\frac{D_r - D_{r1}}{D_{r2} - D_{r1}} \right] \times (\gamma_2 - \gamma_1) \\
 &= 110 + \left[\frac{50,48 - 36,000}{65,000 - 36,000} \right] \times (130 - 110) \\
 &= 119,98 \text{ Pcf} = 1,92 \text{ ton/m}^3
 \end{aligned}$$

- Nilai ϕ (Sudut Geser)

Nilai kepadatan relatif (D_r) yaitu 0,5048 diinputkan dalam tabel:

Tabel 4.9 Korelasi Nilai SPT dengan D_r , q_c , dan ϕ

Kepadatan	D_r	N_{SPT}	q_c	ϕ
Sangat lepas	< 0.15	< 4	< 20	< 30
Lepas	0.15 - 0.35	4 - 10	20 - 40	30 - 45
Padat lepas	0.35 - 0.65	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Padat	0.65 - 0.85	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Padat sedang	0.85 - 1.00	> 50	> 200	> 45

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$Dr_1 = 0,35 \text{ untuk } \phi_1 = 35$$

$$Dr_2 = 0,65 \text{ untuk } \phi_2 = 40$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \phi &= \phi_1 + \frac{\left[\begin{array}{cc} Dr & - \\ Dr_2 & - \end{array} \begin{array}{c} Dr_1 \\ Dr_1 \end{array} \right]}{\left[\begin{array}{cc} & \\ Dr_2 & - \end{array} \begin{array}{c} \\ Dr_1 \end{array} \right]} \times \left[\begin{array}{cc} \phi_2 & - \end{array} \begin{array}{c} \\ \phi_1 \end{array} \right] \\ \phi &= 35 + \frac{\left[\begin{array}{cc} 0,50 & - \\ 0,650 & - \end{array} \begin{array}{c} 0,350 \\ 0,350 \end{array} \right]}{\left[\begin{array}{cc} & \\ 0,650 & - \end{array} \begin{array}{c} \\ 0,350 \end{array} \right]} \times \left[\begin{array}{cc} 40 & - \end{array} \begin{array}{c} \\ 35 \end{array} \right] \\ &= 37,58^\circ \end{aligned}$$

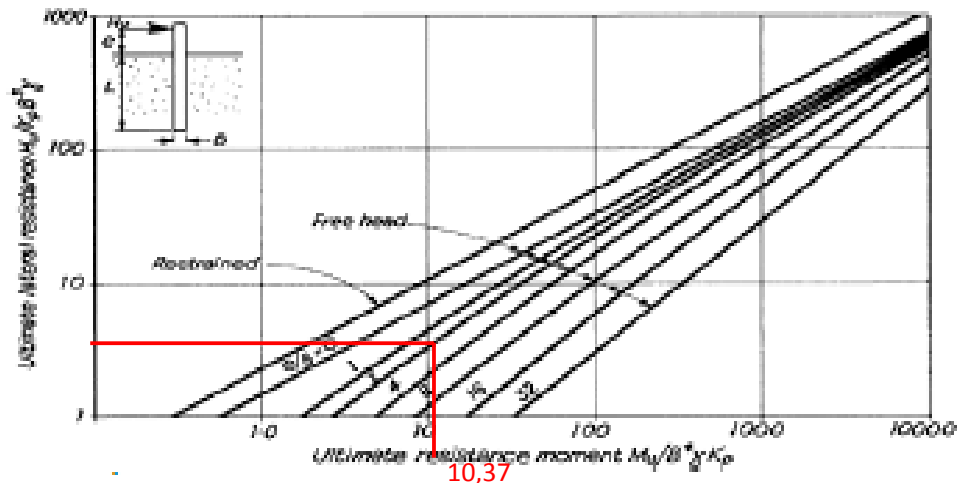
- Nilai Kp

$$\begin{aligned} Kp &= \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \\ &= \tan^2 (45^\circ + \frac{37,58^\circ}{2}) \\ &= 2,031 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai diatas akan didapatkan nilai berikut:

$$\begin{aligned} \frac{Mu}{B^4 \cdot \gamma \cdot K_p} &= \frac{1/8 \times q \times L^2}{1^4 \times 1,92 \times 2,031} \\ &= \frac{1/8 \times 9,001 \times 6^2}{1^4 \times 1,92 \times 2,031} \\ &= 10,37 \text{ ton m} \end{aligned}$$

Jika nilai Mu dimasukkan dalam grafik:



Grafik 4.3 Hubungan $M_u/B4.\gamma.K_p$ dan $H_u/K_p. B3.\gamma$ Pondasi Tipe A

Maka akan mendapatkan nilai $H_u/K_p.B^3.\gamma$ yaitu : 10,370 Sehingga didapat:

$$\begin{aligned} X_o &= 0,82 \times \left(\frac{H_u}{\gamma \cdot B \cdot K_p} \right)^{0.5} \\ &= 0,82 \times \left(10,37 \right)^{0.5} \\ &= 2,641 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_u &= \frac{2 \times M_u}{e + 0,67 \cdot X_o} \\ &= \frac{2 \times 40,50}{0 + 0,67 \times 2,6406} \\ &= 45,787 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung lateral yang diizinkan adalah:

$$\begin{aligned} H_{u_a} &= \frac{H_u}{2,5} \\ &= \frac{45,787}{2,5} = 18,315 \text{ ton} \end{aligned}$$

Nilai F_x dari ETABS adalah : 4799,970 kg = 4,800 ton

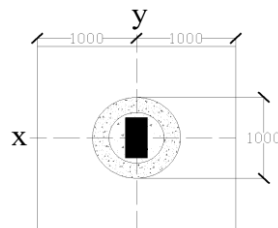
$F_x = 4,800 \text{ ton} < 18,315 \text{ ton} \dots\dots\dots (OK)$

4.2.1.2. Perhitungan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe A

4.2.1.2.1. Perhitungan Penulangan Pokok Pondasi Sumuran Tipe A

A. Pondasi Sumuran yang Menerima Gaya Eksentrisitas

$$P_{\max, \min} = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$



Gambar 4.3 Gambar Pondasi Sumuran yang Menerima Gaya Eksentrisitas Pondasi Tipe A

Data Perhitungan Beban Maksimum:

- Gaya Vertikal (V) : 306,367 ton
- Momen Arah X (Mx) : 3,157 ton
- Momen Arah Y (My) : -0,01 ton
- jarak x max : 0,00 m
- jarak x min : 0,00 m
- jarak y max : 0,00 m
- jarak y min : 0,00 m
- n : 1 buah

Jumlah kuadrat absis-absi tiang

$$\sum x^2 = (0,00^2) + (-0,00^2) = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = (0,00^2) + (-0,00^2) = 0,00 \text{ m}^2$$

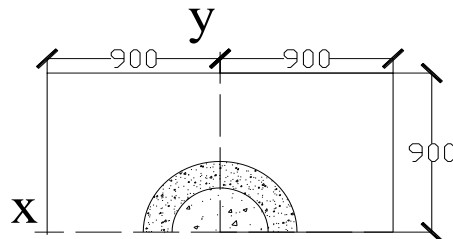
Perhitungan momen arah x dan y

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang jepit pada bagian sisinya, dari tabel 4.5 (pelat : stigel/wipel : 209) didapat nilai M_{ye} .

Tabel 4.10 Tabel Pelat : Stigel/Wipel Untuk Pondasi Tipe A

z/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
M_{xe}	0,32	0,31	0,3	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang sumuran:



Gambar 4.4 Gambar Momen Yang Terjadi Akibat Reaksi Tiang Pada Pondasi Tipe A

Mencari beban pada tiang :

$$\sum x^2 = (0,00^2) + (-0,00^2) = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = (0,00^2) + (-0,00^2) = 0,00 \text{ m}^2$$

Sehingga,

$$P_{\max} = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

$$= \frac{322,57}{1} \pm \frac{0}{0} \pm \frac{0}{0} = 322,57 \text{ ton}$$

$$P_{\max} = 322,57 \text{ ton}$$

$$M_{ye} = 0,32 \text{ m}$$

$$M_u = P_{\max} \times M_{xe}$$

$$= 322,57 \times 0,32$$

$$= 103,222 \text{ tm}$$

B. Perhitungan Kontrol Geser Pons

Kontrol Geser Pons Pondasi Tipe A

1. Geser Pons akibat kolom

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\&= 750,0 - 75,0 - 11 \\&= 664 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}b_o &= 2 (c + d) + 2 (b + d) \\&= 2 \times (400 + 664) + 2 \times (300 + 664) \\&= 4056 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom (β_c)

$$\beta_c = \frac{40}{30} = 1,33$$

- α_s = 40 (karena termasuk kolom bagian dalam)

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}1. V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \sqrt{\frac{f_c'}{3}} \times b_o \times d \\&= 1 + \frac{2}{1,33} \times \sqrt{\frac{41,5}{3}} \times 4056 \times 664 \times 10^{-3} \\&= 8676 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\&= 0,6 \times 8676 \text{ kN} \\&= 5205,49 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}2. V_c &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c'} \right) \times b_o \times d \\&= \frac{1}{12} \times \left(\frac{40 \times 664}{4056 \text{ mm}} + \sqrt{41,5} \right) \times 4056 \times 664 \\&\quad \times 10^{-3} \\&= 10784 \text{ kN}\end{aligned}$$

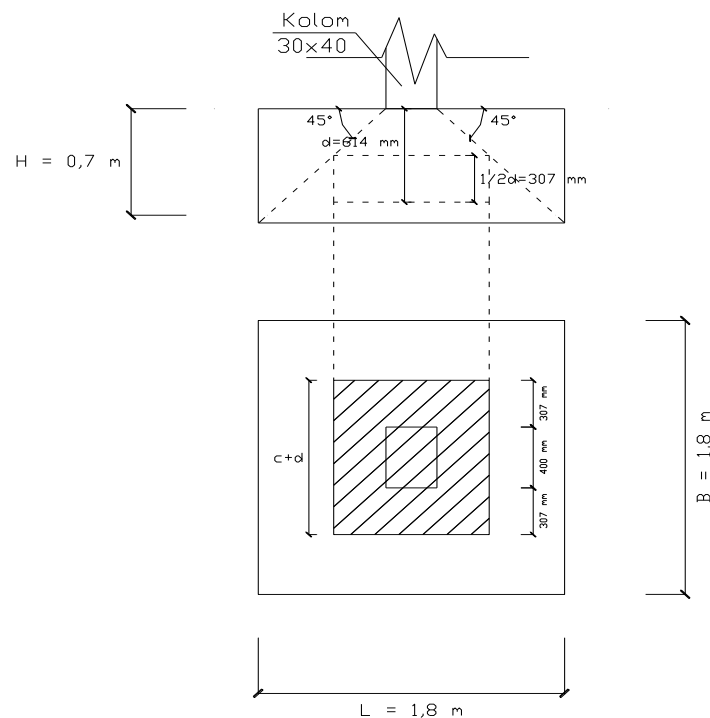
$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 10784 \text{ kN} \\ &= 6470,15 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}3. V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 4056 \times 664 \times 10^{-3} \\ &= 5783 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,60 \times 5783 \text{ kN} \\ &= 3470 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$V = 322568 \text{ Kg} = 3225,7 \text{ kN} < 3470 \text{ kN} \text{ ----- (OK)}$$

Karena $V < \phi V_c$, maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.



Gambar 4.5 Gambar Kontrol Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe A

2. Geser Pons akibat tiang pondasi

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\ &= 750,0 - 75,0 - 11 \\ &= 664 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} b_o &= 4 (c + d) \\ &= 4 \times (1000 + 664) \\ &= 6656 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom (β_c)

$$\beta_c = \frac{1000}{1000} = 1,00$$

- α_s = 40 (karena termasuk kolom bagian dalam)

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} 1. V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \sqrt{\frac{f_c'}{3}} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1,00} \times \sqrt{\frac{41,5}{3}} \times 6656 \times 664 \times 10^{-3} \\ &= 18982 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 18982 \text{ kN} \\ &= 11389,07 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. V_c &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c'} \right) \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{40 \times 664}{6656 \text{ mm}} + \sqrt{41,5} \right) \times 6656 \times 664 \\ &\quad \times 10^{-3} \\ &= 16754 \text{ kN} \end{aligned}$$

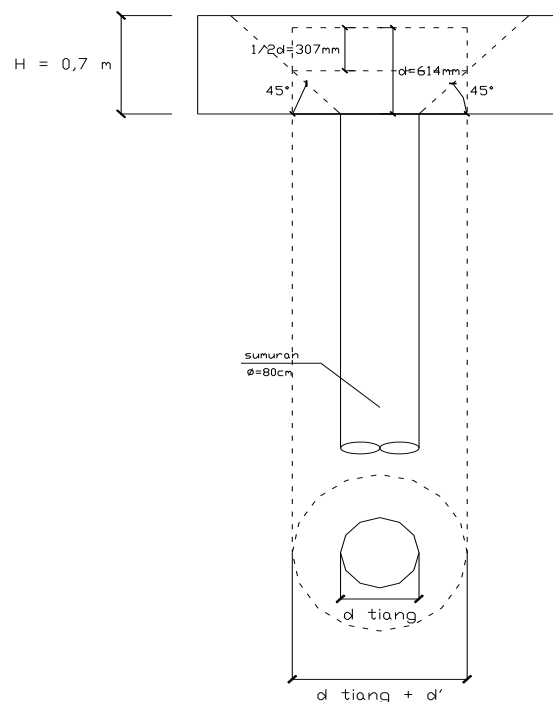
$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 16754 \text{ kN} \\ &= 10052,43 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}3. V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 6656 \times 664 \times 10^{-3} \\ &= 9490 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 9490 \text{ kN} \\ &= 5694 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$P_{max} = 322567,79 = 3225,7 \text{ kN} < 5694 \text{ kN} \text{ ----- (OK)}$$

Karena $P_{max} < \phi V_c$, maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser



Gambar 4.5 Gambar Kontrol Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe A

C. Perhitungan Penulangan Pilecap Pondasi Sumuran Tipe A

Penulangan arah X dan Y

- Mu : 103,222 tm = 103222 Kgm
- Mn : $\frac{Mu}{\phi} = \frac{103222 \times 10^4}{0,9}$
: 1146907698 Nmm
- Lebar Poer (Bp) : 1,00 m
- Mutu Baja Ulir (fy) : 390 MPa
- Mutu Beton (f'c) : 41,5 MPa
- Tebal selimut beton : 75 mm
- Tebal poer : 750 mm
- Tulangan pokok : D 22

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D 22

$$\begin{aligned}
 d &= h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ Diameter tulangan} \\
 &= 750 - 75 - \left(\frac{1}{2} \cdot D 22 \right) \\
 &= 664 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d} \\
 &= \frac{1146907698}{1000 \times 664^2} = 2,601
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\
 &= \frac{390 \text{ MPa}}{0,85 \times 41,5} = 11,056
 \end{aligned}$$

$$\rho_b = 0,85 \left[\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right] \times \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$\begin{aligned}
&= 0,85 \left[\frac{0,85 \times 41,5}{390} \right] \times \left[\frac{600}{600 + 390} \right] \\
&= 0,047 \\
\rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\
&= 0,75 \times 0,047 = 0,035 \\
\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
&= \frac{1,4}{390} = 0,00359 \\
\rho_{\text{ada}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\
&= \frac{1}{11,1} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,056 \times 2,6}{390}} \right] \\
&= 0,0069
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{syarat, } \rho_{\min} &\leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max} \\
0,00359 &< 0,0069 < 0,035
\end{aligned}$$

, maka digunakan $A_s = \rho_{\text{ada}} \times b \times d$

$$\begin{aligned}
A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{ada}} \times b \times d \\
&= 0,0069 \times 1000 \times 664,000 \\
&= 4605,48 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
n &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\
&= \frac{4605,48}{379,94} = 12,12 \approx 13
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{s_{\text{ada}}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\
&= 13 \times 379,94 \\
&= 4939,22
\end{aligned}$$

$$S = \frac{b - 2 \times \text{selimut beton}}{n - 1}$$

$$= \frac{1000,00 - 2 \times 75 \text{ mm}}{26 - 1} = \frac{850}{25} = 34,00$$

Digunakan tulangan pokok tarik/bawah D 22 - 34,00 mm

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{tkn}}} &= 50\% \times A_{s_{\text{perlu}}} \\ &= 50\% \times 4605,482 \\ &= 2302,741202 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{s \text{ tekan}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\ &= \frac{2302,74}{379,94} = 6,06 = 7 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{ada}}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 7 \times 379,94 \\ &= 2659,58 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{b-2 \times \text{selimut beton}}{n-1} \\ &= \frac{1000,00 - 2 \times 75 \text{ mm}}{7 - 1} = \frac{850}{6} = 141,67 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan pokok tekan/atas D 22 - 141,00 mm

D. Perhitungan Penulangan Tiang Pondasi Tipe A

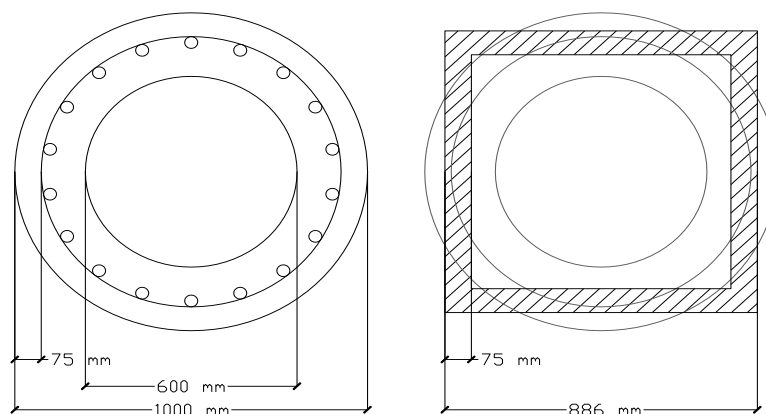
Diketahui :

- Lebar pondasi luar (bluar) = 1000 mm
- Lebar pondasi dalam (bdlm) = 600 mm
- Tulangan sengkang (\emptyset) = 10 mm
- Tulangan utama dipakai (D) = 22 mm
- Tebal selimut beton = 75 mm
- Kuat tekan beton (f'_c) = 41,5 MPa
- Kuat leleh baja (f_y) = 390 MPa
- β_1 = 0,76

-Perhitungan Penampang Persegi Ekivalen

$$\begin{aligned}\text{D. penampang persegi luar} &= \sqrt{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} \\ &= \sqrt{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1000^2} \\ &= \sqrt{785000 \text{ mm}^2} \\ &= 886,00 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{D. penampang persegi dalam} &= \sqrt{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} \\ &= \sqrt{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 600^2} \\ &= \sqrt{282600 \text{ mm}^2} \\ &= 531,60 \text{ mm}\end{aligned}$$



Gambar 4.7 Gambar Penampang Tulangan Tiang Pondasi Tipe A

-Perhitungan Penulangan Pondasi

1. Tulangan 24 D 22

- a. Penulangan kolom yang dihitung adalah pada kolom yang berada pada struktur.

$$\begin{aligned} d &= h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan pokok} \\ &= 886 - 75 - 10 - \frac{1}{2} 22 \\ &= 790 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= 886 - 790,0 \\ &= 96 \text{ mm} \end{aligned}$$

- b. Perhitungan Luas tulangan yang diperlukan (As Perlu)

$$\begin{aligned} A_g &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{luar}}^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 886^2 - \frac{1}{4} \times 3,14 \times 532^2 \\ &= 394384 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- c. Jumlah tulangan pada kolom dengan rasio 1% - 6% dicoba dengan rasio tulangan 1 %

$$\rho = 0,01$$

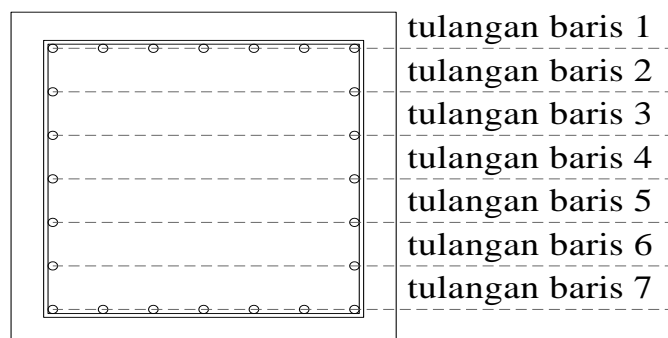
$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \cdot A_g \\ &= 0,01 \cdot 394384 \\ &= 3944 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan 24 D 22

Kontrol,

$$A_s \text{ ada} = 9118,6 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 3943,8 \text{ mm}^2 \text{ ----- OK}$$

- d. Luas tulangan per baris, dihitung sebagai berikut :



Gambar 4.8 Gambar Penampang Persegi Ekuivalen dan Jumlah Baris Tulangan Tiang Pondasi Tipe A

- Luas tul. baris 1&7 = Jumlah tulangan baris 1 x luas satu tulangan

$$= 7 \times 1/4 \times 3.14 \times 22^2$$

$$= 2659,58 \text{ mm}^2$$
- Luas tul. baris 2-6 = Jumlah tulangan baris 2 x luas satu tulangan

$$= 2 \times 1/4 \times 3.14 \times 22^2$$

$$= 759,88 \text{ mm}^2$$

- Jarak antar tulangan (x)

$$x = \frac{\text{Jarak antar tulangan tepi}}{\text{jumlah interval tulangan}}$$

$$= \frac{886,00 - (2 \times 96)}{24 / 4}$$

$$= 115,67 \text{ mm}$$

- ♦ Perhitungan Beban Sentris

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c (A_g - A_s \text{ ada}) + f_y \cdot A_s \text{ ada}$$

$$= (0,85 \cdot 41,5 (394384 - 9118,56) + 390 \cdot 9118,56) \cdot 10^{-3}$$

$$= 17146,477 \text{ kN}$$

$$P_n = 0,85 \cdot P_o$$

$$= 0,85 \cdot 17146,477$$

$$= 14574,505 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 14574,505$$

$$= 9473,428 \text{ kN}$$

- e. Perhitungan Gaya yang bekerja

1) Kondisi Seimbang

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 790,0}{600 + 390} = 478,79 \text{ mm}$$

$$a_b = c_b \cdot \beta$$

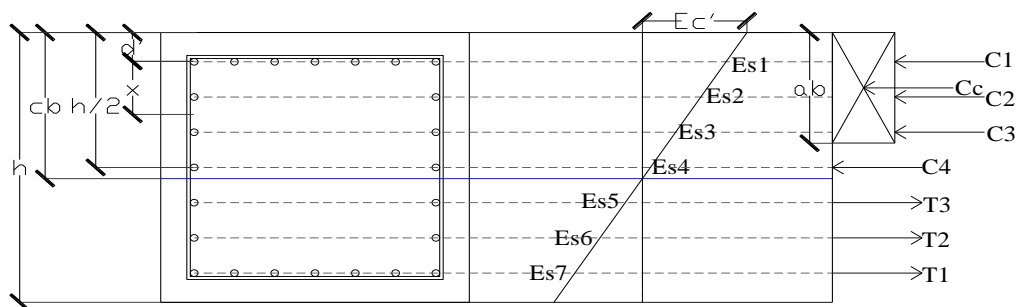
$$= 478,79 \cdot 0,76$$

$$= 362,92 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b$$

$$= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 362,92 \cdot 886,0 \cdot 10^{-3}$$

$$= 11342,674 \text{ kN}$$



Gambar 4.9 Gambar Gaya yang Bekerja Pada Kondisi Seimbang Tulangan Tiang Pondasi Tipe A

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= \frac{cb - d'}{cb} \times \epsilon_c' \\ &= \frac{478,79 - 96}{478,789} \times 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,0024 > \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y$$

$$C1 = 2659,580 \cdot 390 \cdot 10^{-3} = 1037,236 \text{ kN}$$

Tabel 4.11 Tabel Perhitungan Tulangan Tarik dan Tekan Pada Kondisi Seimbang Tulangan Tiang Pondasi Tipe A

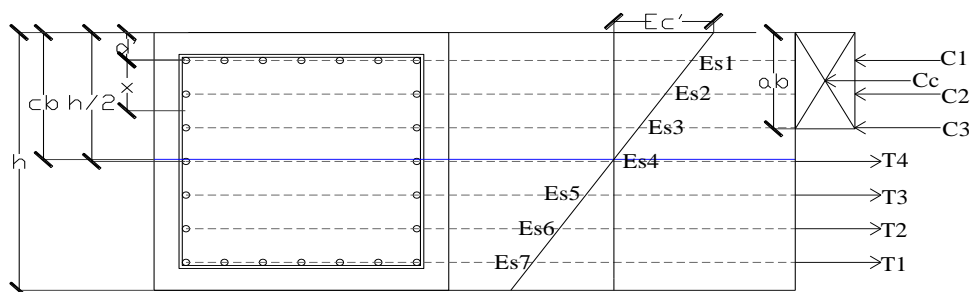
No	Tul	ϵ_s	f_s/f_y	Luas	Hasil
1	C1	$(cb-d')/cb\epsilon_c' = 0,00240$	$f_y = 390,0$	2659,58	1037,236
2	C2	$(cb-(x+d'))/cb\epsilon_c' = 0,00167$	$f_s = 334,7$	759,88	254,368
3	C3	$(cb-(2x+d'))/cb\epsilon_c' = 0,00095$	$f_s = 189,8$	759,88	144,223
4	C4	$(cb-(3x+d'))/cb\epsilon_c' = 0,00022$	$f_s = 44,8$	759,88	34,079
5	T3	$(cb-(4x+d'))/cb\epsilon_c' = 0,00050$	$f_s = 100,1$	759,88	76,065
6	T2	$(cb-(5x+d'))/cb\epsilon_c' = 0,00123$	$f_s = 245,1$	759,88	186,209
7	T1	$(cb-(6x+d'))/cb\epsilon_c' = 0,00195$	$f_y = 390,0$	2659,58	1037,236

$$\begin{aligned}
P_{nb} &= C_c + C_1 + C_2 + C_3 + C_4 - T_3 - T_2 - T_1 \\
&= 11342,674 + 1037,2 + 254,37 + 144,22 + 34,079 \\
&\quad - 76,065 - 186,21 - 1037,2 \\
&= 11513,070 \text{ kN} \\
\phi P_{nb} &= 0,65 \cdot 11513,070 \\
&= 7483,496 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C_1 + T_1) \times (h/2 - d')\} + \{(C_2 + T_2) \times \\
&\quad (h/2 - (d' + x))\} + \{(C_3 + T_3) \times (h/2 - (x + d'))\} + \{(C_4 + T_4) \times \\
&\quad (h/2 - (2x + d'))\} \\
&= 3813807,732 \times 10^{-3} = 3813,808 \text{ kNm} \\
\phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 3813,808 \\
&= 2478,975 \text{ kNm} \\
e_b &= \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{3813,8077}{11513,070} = 0,331 \text{ m} = 331,26 \text{ mm}
\end{aligned}$$

2) Kondisi Seimbang dengan 1,25 fy

$$\begin{aligned}
f_y &= 1,25 \times 390 = 487,50 \text{ MPa} \\
c_b &= \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 790,0}{600 + 487,50} = 435,86 \text{ mm} \\
ab &= c_b \cdot \beta \\
&= 435,86 \cdot 0,76 = 330,38 \text{ mm} \\
C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot ab \cdot b \\
&= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 330,38 \cdot 886 \cdot 10^{-3} = 10325,744 \text{ kN}
\end{aligned}$$



Gambar 4.10 Gambar Gaya yang Bekerja Pada Kondisi Seimbang dengan 1,25 fy Tulangan Tiang Pondasi Tipe A

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{cb - d'}{cb} \times \epsilon_c'$$

$$= \frac{435,86 - 96}{435,863} \times 0,003$$

$$0,0023 > \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y$$

$$C1 = 2659,580 \cdot 390 \cdot 10^{-3} = 1037,236 \text{ kN}$$

Tabel 4.11 Tabel Perhitungan Tulangan Tarik dan Tekan Kondisi Seimbang 1,25 fy Tulangan Tiang Pondasi Tipe A

No	Tul	ϵ_s	f_s/f_y	Luas	Hasil
1	C1	$(cb-d')/cb\epsilon_c' = 0,00234$	$f_y = 390,0$	2659,58	1037,236
2	C2	$(cb-(x+d'^{''}))/cb\epsilon_c' = 0,00154$	$f_s = 308,6$	759,88	234,517
3	C3	$(cb-(2x+d'^{''}))/cb\epsilon_c' = 0,00075$	$f_s = 149,4$	759,88	113,525
4	T4	$(cb-(3x+d'^{''}))/cb\epsilon_c' = 0,00005$	$f_s = 9,8$	759,88	7,466
5	T3	$(cb-(4x+d'^{''}))/cb\epsilon_c' = 0,00085$	$f_s = 169,1$	759,88	128,458
6	T2	$(cb-(5x+d'^{''}))/cb\epsilon_c' = 0,00164$	$f_s = 328,3$	759,88	249,450
7	T1	$(cb-(6x+d'^{''}))/cb\epsilon_c' = 0,00244$	$f_y = 390,0$	2659,58	1037,236

$$P_{nb} = C_c + C1 + C2 + C3 - T4 - T3 - T2 - T1$$

$$= 10325,744 + 1037,2 + 234,52 + 113,53 - 7,466$$

$$- 128,46 - 249,45 - 1037,2$$

$$= 10288,412 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nb} = 0,65 \cdot 10288,412$$

$$= 6687,468 \text{ kN}$$

$$M_{nb} = \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C1+T1) \times (h/2 - d')\} + \{(C2 + T2) \times (h/2 - (d'+x))\} + \{(C2+T2) \times (h/2 - (x+d'))\} + \{(C3+T3) \times (h/2 - (2x+d'))\}$$

$$= 3728375,835 \times 10^{-3} = 3728,376 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{nb} = 0,65 \cdot 3728,376$$

$$= 2423,444 \text{ kNm}$$

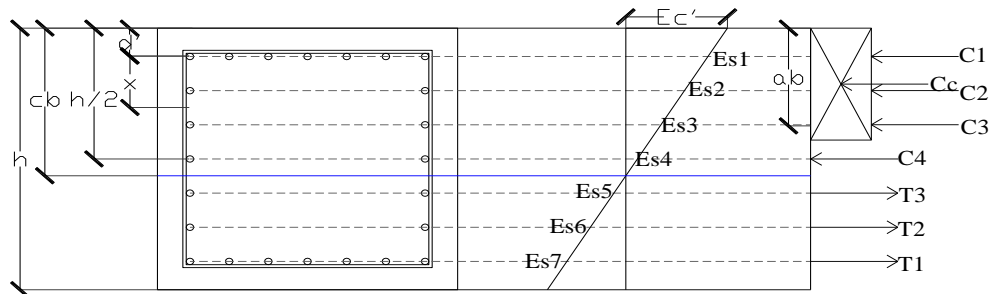
$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{3728,3758}{10288,412} = 0,3624 \text{ m} = 362,39 \text{ mm}$$

3) Kondisi Patah Desak (c > c_b)

Dipakai nilai c = **500** mm

$$\begin{aligned} a &= c \cdot \beta \\ &= 500 \cdot 0,76 \\ &= 379,00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 41,5 \cdot 379,0 \cdot 886 \cdot 10^{-3} \\ &= 11845,164 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 4.11 Gambar Gaya yang Bekerja Pada Kondisi Patah Desak Tulangan Tiang Pondasi Tipe A

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= \frac{c_b - d'}{c_b} \times \epsilon_c' \\ &= \frac{500,00 - 96}{500,000} \times 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,0024 > \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y$$

$$C1 = 2659,580 \cdot 390 \cdot 10^{-3} = 1037,236 \text{ kN}$$

**Tabel 4.13 Tabel Perhitungan Tulangan Tarik dan Tekan Kondisi
Patah Desak Tulangan Tiang Pondasi Tipe A**

No	Tul	ϵ_s	f_s/f_y	Luas	Hasil
1	C1	$(cb-d')/cb\epsilon_c' = 0,00242$	$f_y = 390,0$	2659,58	1037,236
2	C2	$(cb-(x+d'))/cb\epsilon_c' = 0,00173$	$f_s = 346,0$	759,88	262,918
3	C3	$(cb-(2x+d'))/cb\epsilon_c' = 0,00104$	$f_s = 207,2$	759,88	157,446
4	C4	$(cb-(3x+d'))/cb\epsilon_c' = 0,00034$	$f_s = 68,4$	759,88	51,975
5	T3	$(cb-(4x+d'))/cb\epsilon_c' = 0,00035$	$f_s = 70,4$	759,88	53,497
6	T2	$(cb-(5x+d'))/cb\epsilon_c' = 0,00105$	$f_s = 209,2$	759,88	158,969
7	T1	$(cb-(6x+d'))/cb\epsilon_c' = 0,00174$	$f_s = 348,0$	2659,58	925,541

$$\begin{aligned}
 P_{nb} &= C_c + C1 + C2 + C3 + C4 - T3 - T2 - T1 \\
 &= 11845,164 + 1037,2 + 262,92 + 157,45 + 51,975 \\
 &\quad - 53,50 - 158,97 - 925,5 \\
 &= 12216,732 \text{ kN} \\
 \phi P_{nb} &= 0,65 \cdot 12216,732 \\
 &= 7940,876 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C1+T1) \times (h/2 - d')\} + \{(C2 + T2) \times \\
 &\quad (h/2 - (d'+x))\} + \{(C2+T2) \times (h/2 - (x+d'))\} + \{(C3+T3) \\
 &\quad (h/2 - (2x+d'))\} \\
 &= 3805844,224 \times 10^{-3} = 3805,844 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 3805,844 \\
 &= 2473,799 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{3805,8442}{12216,732} = 0,3115 \text{ m} = 311,527 \text{ mm}$$

4) Kondisi Patah Tarik ($c < cb$)

$$\text{Dipakai nilai } c = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 a &= c \cdot \beta \\
 &= 300 \cdot 0,76 \\
 &= 227,400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{nb} &= C_c + C_1 + C_2 + C_3 + C_4 - T_3 - T_2 - T_1 \\
&= 7107,0981 + 1037,2 + 134,24 - 41,541 - 217,33 \\
&\quad - 296,35 - 296,35 - 1037,2 \\
&= 6389,77 \text{ kN} \\
\phi P_{nb} &= 0,65 \cdot 6389,768 \\
&= 4153,3492 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{nb} &= \{C_c \times (h/2 - ab/2)\} + \{(C_1 + T_1) \times (h/2 - d')\} + \{(C_2 + T_2) \times \\
&\quad (h/2 - (d' + x))\} + \{(C_2 + T_2) \times (h/2 - (x + d'))\} + \{(C_3 + T_3) \\
&\quad (h/2 - (2x + d'))\} \\
&= 3198914,964 \times 10^{-3} = 3198,915 \text{ kNm} \\
\phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 3198,915 \\
&= 2079,295 \text{ kNm} \\
e_b &= \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{3198,915}{6389,768} = 0,5006 \text{ m} = 500,63 \text{ mm}
\end{aligned}$$

5) Kondisi Lentur Murni

Dicoba dipasang tulangan sebagai berikut :

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 17 \text{ D } 22 = 6458,980 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan } A_s' = 7 \text{ D } 22 = 2659,580 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = d' = 75 + 10 + 1/2 \times 22 = 96 \text{ mm}$$

$$y_2 = 96 + 115,67 = 211,67 \text{ mm}$$

Misalkan nilai c dihitung berdasarkan $d' < c > y_2$ Dicoba dipasang tulangan sebagai berikut :

$$d' = 75 + 10 + 1/2 \times 22 = 96 \text{ mm}$$

$$d = 886 - 96 = 790 \text{ mm}$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_y$$

$$\text{Substitusi nilai : } f_s' = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) + A_s' \cdot \frac{(c - d')}{c} \times 600 = A_s \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) \cdot c + A_s' (c - d') \times 600 = A_s \cdot f_y \cdot c$$

Substitusi nilai : $a = \beta 1.c$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1.c \cdot b) \cdot c + As' (c - d') 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85.f'c.\beta 1.b) c^2 + 600As'.c - 600As'.d' = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85.f'c.\beta 1.b) c^2 + 600As'.c - 600As'.d' - As \cdot fy \cdot c = 0$$

$$(0,85.f'c.\beta 1.b) c^2 + (600As' - As \cdot fy).c - 600As'.d' = 0$$

$$(0,85.41,5.0,758.886,003)c^2 + (600 \cdot 2659,58 - 6458,98 \cdot) \cdot c$$

$$-600.2659,58.96 = 0$$

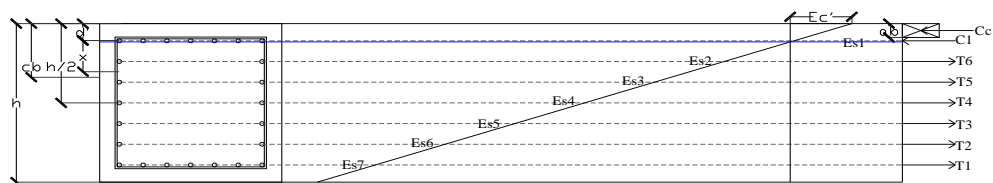
$$23690 c^2 + -923254,20 c - 153191808,000 = 0$$

$$c = 102,23 \text{ mm} > d' = 96 \text{ mm}$$

$$< y2 = 212 \text{ mm} \text{ ----- OK}$$

$$a = \beta \cdot c$$

$$= 0,76 \times 102,23 = 77,488 \text{ mm}$$



Gambar 4.13 Gambar Gaya yang Bekerja Pada Kondisi Lentur Murni Tulangan Tiang Pondasi Tipe A

$$Cc = 0,85 \cdot f'c' \cdot a \cdot b$$

$$= 0,85 \times 41,5 \times 77,488 \times 886$$

$$= 2421,796 \text{ kN}$$

$$C1 = fs' \cdot As'$$

$$= \frac{(c - d')}{c} \times 600 \cdot As'$$

$$= \frac{102,23 - 96}{102,227} \times 600 \times 2659,580 \times 10^{-3}$$

$$= 97,21 \text{ kN}$$

$$T1 = As1 \times fy$$

$$= 2659,580 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 1037,236 \text{ kN}$$

**Tabel 4.15 Tabel Perhitungan Tulangan Tarik dan Tekan Kondisi
Lentur Murni Tulangan Tiang Pondasi Tipe A**

No	Tul	fy	Luas	Hasil
1	T6	390	759,88	296,353
2	T5	390	759,88	296,353
3	T4	390	759,88	296,353
4	T3	390	759,88	296,353
5	T2	390	759,88	296,353
6	T1	390	2659,58	1037,236

Kontrol;

$$C_c + C_1 = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8 + T_9 + T_{10}$$

$$2421,796 + 97,206 = 2519,00$$

$$2519,002 = 2519,002$$

ZCc = Jarak dari garis netral ke pusat tekan

$$= c - a/2$$

$$= 102,23 - \frac{77,488}{2}$$

$$= 63,483 \text{ mm}$$

ZC1 = Jarak dari garis netral ke C1

$$= c - d'$$

$$= 102,23 - 96 \text{ mm}$$

$$= 6,227 \text{ mm}$$

ZT6 = Jarak dari garis netral ke NT10

$$= y_2 - c$$

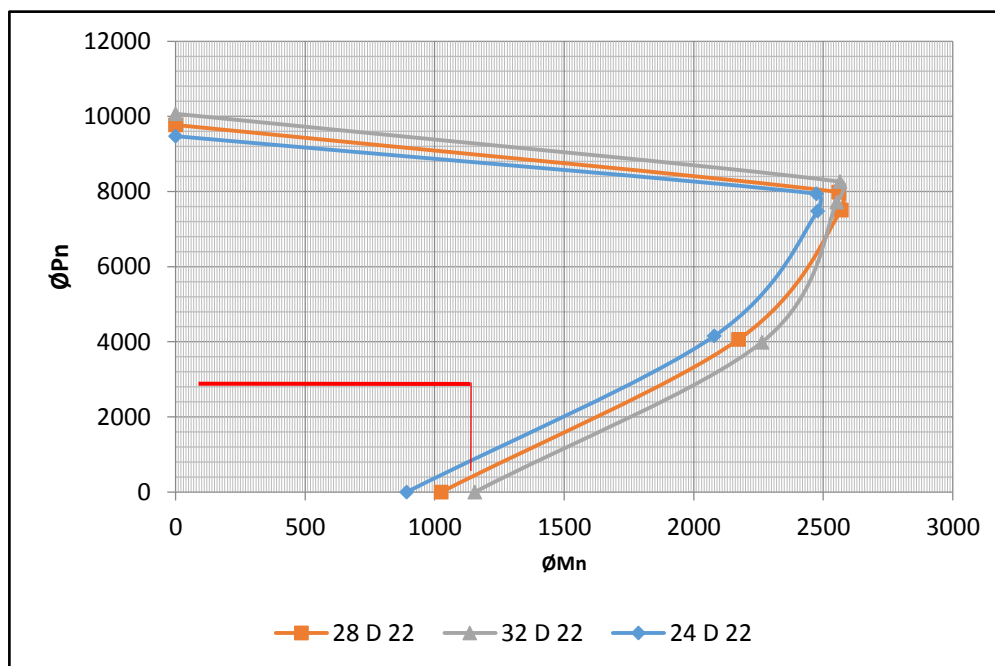
$$= 211,67 - 102,23$$

$$= 109,44 \text{ mm}$$

**Tabel 4.16 Tabel Perhitungan Tulangan ke Pusat Penampang Kondisi
Lentur Murni Tulangan Tiang Pondasi Tipe A**

No	Tul	Jarak	Hasil
1	ZT5	$(y_2+x)-c$	225,107
2	ZT4	$(y_2+2x)-c$	340,774
3	ZT3	$(y_2+3x)-c$	456,441
4	ZT2	$(y_2+4x)-c$	572,108
5	ZT1	$(y_2+5x)-c$	687,775

$$\begin{aligned}
 M_n &= \{ (N C_c \cdot Z C_c) + (N C_1 \cdot Z C_1) + (N T_1 \cdot Z T_1) + (N T_2 \cdot Z T_2) \} \\
 &\quad + (N T_3 \cdot Z T_3) + (N T_4 \cdot Z T_4) + (N T_5 \cdot Z T_5) + (N T_6 \cdot Z T_6) \} \\
 &= 1372,076 \text{ kNm} \\
 \phi M_n &= 0,65 \cdot 1372,1 \\
 &= 891,849
 \end{aligned}$$



**Grafik 4.4 Grafik Interaksi Antara Pn dan Mn untuk Menentukan
Tulangan Tiang Pondasi Tipe A**

Jadi, untuk penulangan tiang pondasi tipe A menggunakan tulangan 24D22

4.2.1.2.2. Perhitungan Penulangan Spiral Pondasi Sumuran Tipe A

- Data Perencanaan

Pmax	= 322,56779 ton
Mutu Beton	= 41,5 MPa
Mutu Baja	= 390 MPa
D tulangan	= 22 mm
Diameter sengkang	= 10 mm
Diameter tiang	= 600 mm
Tebal selimut	= 75 mm

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \phi_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} D_{\text{pokok}} \\&= 75 + 10 + 11 \\&= 96,00 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= \text{Diameter pondasi} - (2 \times d') \\&= 600 \text{ mm} - 96 \text{ mm} \\&= 504,00 \text{ mm} \\&\quad \phi 10-25\end{aligned}$$

- Diameter inti tiang bor (Dc)

$$\begin{aligned}D_c &= D_{\text{tiang}} - (2 \times \text{selimut beton}) \\&= 600 \text{ mm} - (2 \times 75) \\&= 450 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Luas penampang inti bor (Ac)

$$\begin{aligned}A_c &= \left(\frac{1}{4} \times \pi D_c^2 \right) \\&= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 202500 \\&= 158962,50 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Luas penampang inti tiang bor

$$\begin{aligned} A_g &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2 \right) \\ &= \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2 \right) \\ &= 196250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,45 \times [A_g/A_c - 1] \times [f_c'/f_y] \\ &= 0,45 \times \left(\frac{196250}{158962,5} - 1 \right) \times \left(\frac{41,5}{390} \right) \\ &= 0,01123 \end{aligned}$$

- $V_c = 0$, apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847-2013 Pasal 21.5.4.2 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial} &< A_g \cdot f_c' / 20 \\ 322,568 \text{ N} &< 196250 \times 41,5 / 20 \\ 322,568 \text{ N} &< 407218,75 \text{ ----- (memenuhi)} \end{aligned}$$

karena $V_c > A_g \cdot f_c' / 20$ maka V_c akan dihitung dengan rumus sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14 \cdot A_g} \right) \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{322,568 \text{ N}}{14 \times 196250} \right) \times 1 \times \sqrt{41,5} \times 500 \times 504 \\ &= 276009,796 \text{ N} \end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.5 yaitu bahwa spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- $6 \times \text{diameter tulangan utama} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- 150 mm

Sedangkan menurut SNI 2847-2013 Pasal 7.10.4.3 spasi bersih antar spiral harus berada dalam syarat berikut :

$$\begin{aligned} 25 \text{ mm} + D \text{ tul utama} < S < 75 \text{ mm} + D \text{ tul utama} \\ 25 \text{ mm} + 22 \text{ mm} < S < 75 \text{ mm} + 22 \text{ mm} \\ 47 \text{ mm} < S < 97 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D 10 dengan spasi 90 mm

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{157,14 \times 390 \times 504}{90} \\ &= 343200,000 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9

$$\begin{aligned} V_s &\leq 0,66 \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\ V_s &\leq 0,66 \sqrt{41,5} \times 500 \times 504 \\ 343200,000 \text{ N} &\leq 1071441,65 \text{ N} \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned} \phi (V_s + V_c) &= 0,75 [343200,000 + 276009,796] \\ &= 464407,347 \text{ N} > V_u = 47999,700 \text{ N} \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

Jadi untuk penulangan geser di luar sendi plastis dipasang tulangan geser

$$2 \text{ kaki } \emptyset 10 - 90$$

4.2.2. Perencanaan Pondasi Sumuran Tipe B

Data perencanaan pondasi sumuran

- Gaya Vertikal (V) : 153220,79 Kg
- Momen Arah X (Mx) : -2158,87 Kg
- Momen Arah Y (My) : -5,16 Kg
- Mutu Beton (fc') : 41,50 MPa
- Mutu Baja Ulir (fy) : 390,00 MPa
- Kedalaman Pondasi : 600 cm
- Panjang Pondasi (Df) : 550 cm
- Diameter luar (B_{luar}) : 80,00 cm
- Diameter dalam (B_{dalam}) : 40,00 cm
- Tebal selimut : 7,50 cm
- Tebal poer (Hp) : 50,00 cm
- Lebar poer (Bp) : 180,00 cm
- Luas Penampang Luar(A1) : $\frac{1}{4} \pi D^2$
: $\frac{1}{4} 3,14 \cdot 0,8^2 = 0,502 \text{ m}^2$
- Luas Penampang Dalam (A2) : $\frac{1}{4} \pi D^2$
: $\frac{1}{4} 3,14 \cdot 0,4^2 = 0,126 \text{ m}^2$
- Luas Penampang Ag : Luas A1-Luas A2
: $0,502 \text{ m}^2 - 0,126 \text{ m}^2$
: $0,377 \text{ m}^2$

4.2.2.1. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Sumuran Tipe B

4.2.2.1.1. Perhitungan Daya Dukung Aksial

- Daya dukung ujung pondasi

$$\begin{aligned}
 Q_p &= \left(\frac{1}{3} \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \right) \times A_g \\
 &= \left(\frac{1}{3} \times 23,4 \times 125,2 \right) + \left(1,93 \times 5,5 \times 116,8 \right) \\
 &\quad + \left(0,30 \times 1,93 \times 0,8 \times 193,8 \right) \times 0,377 \\
 &= 869,63 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Berat pile cap (W_1)

$$\begin{aligned} W_1 &= \text{panjang} \times \text{lebar} \times \text{tinggi} \times \text{bj.beton} \\ &= 1,80 \times 1,80 \times 0,5 \times 2400 \\ &= 3888 \text{ Kg} = 3,89 \text{ t} \end{aligned}$$

- Berat sendiri pondasi (W_2)

$$\begin{aligned} W_2 &= \frac{1}{4}\pi (D_{\text{luar}}^2 - D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times \text{bj.beton} + \frac{1}{4}\pi D_{\text{dalam}}^2 \times D_f \times \text{bj.cyclop} \\ &= \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times (0,8^2 - 0,4^2) \times 5,50 \times 2400 \right) + \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,4^2 \times 5,5 \times 1800 \right) \\ &= 4973,76 + 1243,44 = 6217,200 \text{ Kg} = 6,22 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Daya dukung pondasi sumuran

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - W_1 - W_2 \\ &= 869,63 - 3,89 - 6,22 = 859,53 \text{ t} \end{aligned}$$

- Daya dukung ijin pondasi sumuran

$$\begin{aligned} Q_a &= Q_u / 2,5 \\ &= \frac{859,5}{2,5} = 343,810 \text{ t} \end{aligned}$$

- Kontrol Daya Dukung Pondasi Terhadap Beban

$$\begin{aligned} \sum V_u &= \text{Beban struktur atas (P)} + W_1 + W_2 \\ &= 153,221 + 3,89 + 6,22 \\ &= 163,326 \text{ t} \\ n &= \frac{\sum V_u}{Q_a} \\ &= \frac{163,33}{343,81} = 0,47505 \approx 1 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Kontrol : } \sum Vu < Qa = 163,33 < 343,810 \quad (OK)$$

4.2.2.1.1. Perhitungan Daya Dukung Lateral

- Penentuan Kriteria Tiang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \times \sqrt{(f' c)} \\ &= 4700 \times \sqrt{41,5} \\ &= 30277,63 \text{ N/mm}^2 \\ &= 302776,32 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_p &= 1/64 \times \pi \times D^4 \\ &= 1/64 \times \pi \times 80^4 \\ &= 100250 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Nilai rata-rata N SPT dari data SPT di sepanjang tiang akan dihitung sebagai berikut :

Tabel 4.17 Nilai N_{SPT} di sepanjang tiang pondasi tipe B

Kedalaman (m)	N_{SPT}
1,5	4,9
2	7,2
2,5	9,4
3	11,7
3,5	15,3
4	21,1
4,5	26,8
5	32,6
5,5	36,5
6	37,8
ΣN_{SPT}	203

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\Sigma N_{\text{SPT}} \text{ rata-rata}}{10} \\
 &= \frac{203}{10} = 20,32
 \end{aligned}$$

Karena nilai rata-rata N SPT dari data SPT di sepanjang tiang adalah : 20,32

Sehingga, bila dilihat dalam tabel berikut:

Tabel 4.18 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir dengan Nilai N_{SPT} di Sepanjang Tiang Pondasi Tipe B

Kepadatan	Dr	N_{SPT}
Sangat lepas	< 0.15	< 4
Lepas	0.15 - 0.35	4 - 10
Padat lepas	0.35 - 0.65	10 - 30
Padat	0.65 - 0.85	30 - 50
Padat sedang	0.85 - 1.00	> 50

Nilai 20,32 termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 0,35 - 0,65.

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

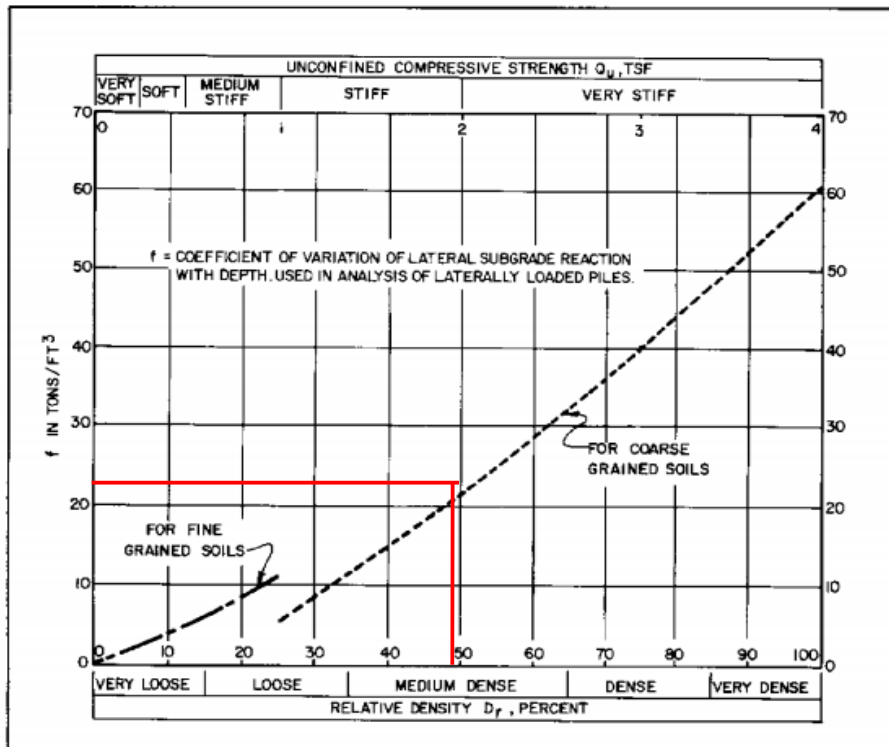
$$N_1 = 10,00 \text{ untuk } Dr_1 = 0,35$$

$$N_2 = 30,00 \text{ untuk } Dr_2 = 0,65$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 Dr &= Dr_1 + \left[\frac{N - N_1}{N_2 - N_1} \right] \times (Dr_2 - Dr_1) \\
 &= 0,35 + \left[\frac{20,32 - 10,000}{30,000 - 10,000} \right] \times (0,65 - 0,35) \\
 &= 0,50475263 = 50,48 \%
 \end{aligned}$$

Sementara untuk nilai $Dr = 50,48 \%$ akan dimasukkan dalam tabel berikut :



Grafik 4.5 Grafik Hubungan η_h dengan Kepadatan Relatif (D_r) Tanah Pasir

Pondasi Tipe B

Menurut grafik diatas didapat nilai $\eta_h = 23 \text{ ton/ft}^3 = 0,812 \text{ kg/cm}^3$

$$\begin{aligned}
 T &= \sqrt{(5(E_{p.l.p})/\eta_h)} \\
 &= \sqrt[5]{\frac{302776,3 \times 100250,00}{0,812}} \\
 &= 130,17 \text{ cm} = 1,30 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga bila dimasukkan dalam syarat: $L \geq 4 T$ dan $6 \geq 5,207$

Maka dapat digolongkan termasuk jenis tiang panjang (Elastis).

Untuk mencari nilai beban lateral, ada beberapa parameter yang harus dicari menggunakan tabel korelasi sebagai berikut:

- Nilai γ (Berat Jenis)

Nilai kepadatan relatif (D_r) yaitu 50,48 % diinputkan dalam tabel:

Tabel 4.19 Tabel Korelasi Nilai SPT dengan Berat Jenis di Sepanjang Tiang Pondasi Tipe B

Compactness	Relative Density (%)	SPT N (blows per ft)	Angle of Internal Friction (deg)	Unit Weight	
				Moist (pcf)	Submerged (pcf)
Very Loose	0-15	0-4	<28	<100	<80
Loose	16-35	5-10	28-30	95-125	55-85
Medium	36-65	11-30	31-38	110-130	60-70
Dense	66-85	31-50	37-41	110-140	65-85
Very Dense	86-100	>51	>41	>130	>75

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$D_{r1} = 36,00 \text{ untuk } \gamma_1 = 110$$

$$D_{r2} = 65,00 \text{ untuk } \gamma_2 = 130$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \gamma &= \gamma_1 + \left[\frac{D_r - D_{r1}}{D_{r2} - D_{r1}} \right] \times (\gamma_2 - \gamma_1) \\
 &= 110 + \left[\frac{50,48 - 36,00}{65,00 - 36,00} \right] \times (130 - 110) \\
 &= 119,98 \text{ Pcf} = 1,92 \text{ ton/m}^3
 \end{aligned}$$

- Nilai ϕ (Sudut Geser)

Nilai kepadatan relatif (D_r) yaitu 0,5048 diinputkan dalam tabel:

Tabel 4.20 Korelasi Nilai SPT dengan D_r , q_c , dan ϕ

Kepadatan	D_r	N_{SPT}	q_c	ϕ
Sangat lepas	< 0.15	< 4	< 20	< 30
Lepas	0.15 - 0.35	4 - 10	20 - 40	30 - 45
Padat lepas	0.35 - 0.65	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Padat	0.65 - 0.85	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Padat sedang	0.85 - 1.00	> 50	> 200	> 45

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$Dr_1 = 0,35 \text{ untuk } \phi_1 = 35$$

$$Dr_2 = 0,65 \text{ untuk } \phi_2 = 40$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \phi &= \phi_1 + \left[\frac{Dr - Dr_1}{Dr_2 - Dr_1} \right] \times (\phi_2 - \phi_1) \\ \phi &= 35 + \left[\frac{0,50 - 0,350}{0,650 - 0,350} \right] \times (40 - 35) \\ &= 37,58^\circ \end{aligned}$$

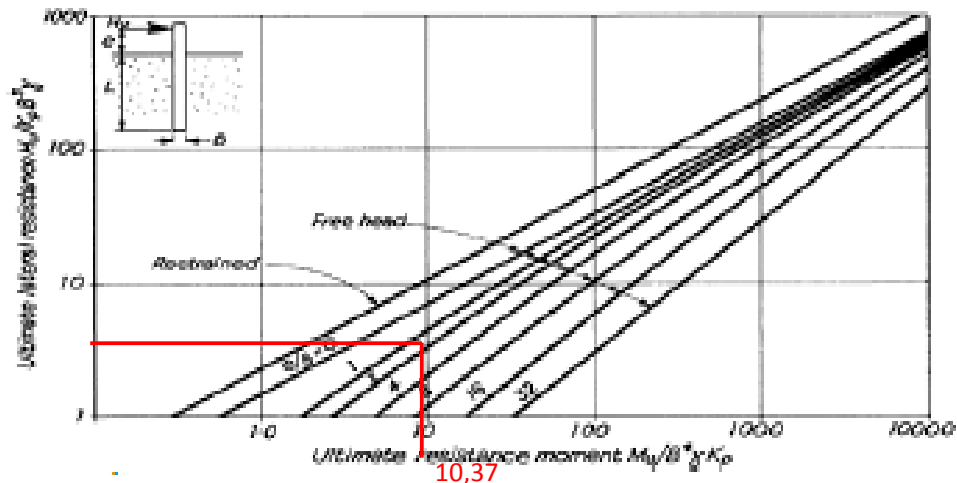
- Nilai Kp

$$\begin{aligned} Kp &= \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \\ &= \tan^2 (45^\circ + \frac{37,58^\circ}{2}) \\ &= 2,031 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai diatas akan didapatkan nilai berikut:

$$\begin{aligned} \frac{Mu}{B^4 \cdot \gamma \cdot K_p} &= \frac{1/8 \times q \times L^2}{0,8^4 \times 1,92 \times 2,031} \\ &= \frac{1/8 \times 6,217 \times 6^2}{0,8^4 \times 1,92 \times 2,031} \\ &= 17,50 \text{ ton m} \end{aligned}$$

Jika nilai Mu dimasukkan dalam grafik:



Grafik 4.6 Hubungan $M_u/B4.g.K_p$ dan $H_u/K_p.B3.g$ Pondasi Tipe B

Maka akan mendapatkan nilai $H_u/K_p.B^3.g$ yaitu : 10,000 Sehingga didapat:

$$\begin{aligned}
 X_o &= 0,82 \times \left(\frac{H_u}{\gamma \cdot B \cdot K_p} \right)^{0.5} \\
 &= 0,82 \times \left(10 \right)^{0.5} \\
 &= 2,593
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_u &= \frac{2 \times M_u}{e + 0,67 \cdot X_o} \\
 &= \frac{2 \times 27,98}{0 + 0,67 \times 2,59307} \\
 &= 32,207 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Daya dukung lateral yang diizinkan adalah:

$$\begin{aligned}
 H_{u_a} &= \frac{H_u}{2,5} \\
 &= \frac{32,207}{2,5} = 12,883 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Nilai F_x dari ETABS adalah : 4799,970 kg = 4,800 ton

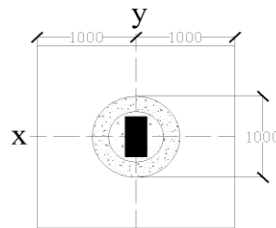
$F_x = 4,800 \text{ ton} < 12,883 \text{ ton}$ ----- (OK)

4.2.2.2. Perhitungan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe B

4.2.2.2.1. Perhitungan Penulangan Pokok Pondasi Sumuran Tipe B

A. Pondasi Sumuran yang Menerima Gaya Eksentrisitas

$$P_{\max, \min} = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$



Gambar 4.14 Gambar Pondasi Sumuran yang Menerima Gaya Eksentrisitas Pondasi Tipe B

Data Perhitungan Beban Maksimum:

- Gaya Vertikal (V) : 153,221 ton
- Momen Arah X (Mx) : -2,159 ton
- Momen Arah Y (My) : -0,01 ton
- jarak x max : 0,00 m
- jarak x min : 0,00 m
- jarak y max : 0,00 m
- jarak y min : 0,00 m
- n : 1 buah

Jumlah kuadrat absis-absi tiang

$$\sum x^2 = (0,00^2) + (-0,00^2) = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = (0,00^2) + (-0,00^2) = 0,00 \text{ m}^2$$

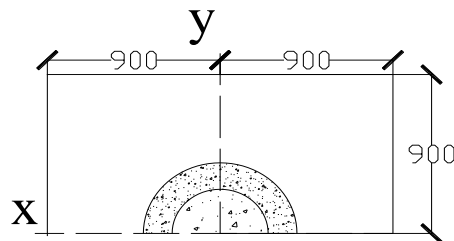
Perhitungan momen arah x dan y

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang jepit pada bagian sisinya, dari tabel 4.5 (pelat : stigel/wipel : 209) didapat nilai M_{ye} .

Tabel 4.21 Tabel Pelat : Stigel/wipel untuk Pondasi Tipe B

z/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
M_{xe}	0,32	0,31	0,3	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang sumuran:



Gambar 4.15 Gambar Momen Yang Terjadi Akibat Reaksi Tiang Pada Pondasi Tipe B

Mencari beban pada tiang :

$$\sum x^2 = (0,00^2) + (-0,00^2) = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = (0,00^2) + (-0,00^2) = 0,00 \text{ m}^2$$

Sehingga,

$$P_{\max} = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

$$= \frac{163,33}{1} \pm \frac{0}{0} \pm \frac{0}{0} = 163,33 \text{ ton}$$

$$P_{\max} = 163,33 \text{ ton}$$

$$M_{ye} = 0,32 \text{ m}$$

$$M_u = P_{\max} \times M_{xe}$$

$$= 163,33 \times 0,32$$

$$= 52,264 \text{ tm}$$

B. Perhitungan Kontrol Geser Pons

Kontrol Geser Pons Pondasi Tipe B

1. Geser Pons akibat kolom

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\&= 500,0 - 75,0 - 11 \\&= 414 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}b_o &= 2 (c + d) + 2 (b + d) \\&= 2 \times (400 + 414) + 2 \times (300 + 414) \\&= 3056 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom (β_c)

$$\beta_c = \frac{40}{30} = 1,33$$

- α_s = 40 (karena termasuk kolom bagian dalam)

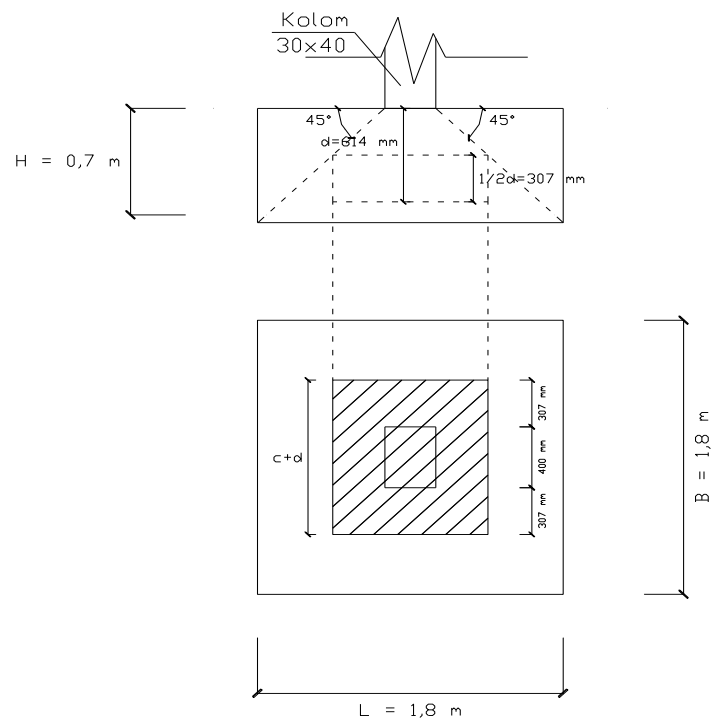
- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}1. V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\&= 1 + \frac{2}{1,33} \times \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 3056 \times 414 \times 10^{-3} \\&= 4076 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\&= 0,6 \times 4076 \text{ kN} \\&= 2445,71 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}2. V_c &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c'} \right) \times b_o \times d \\&= \frac{1}{12} \times \left(\frac{40 \times 414}{3056 \text{ mm}} + \sqrt{41,5} \right) \times 3056 \times 414 \\&\quad \times 10^{-3} \\&= 4947 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\
 &= 0,6 \times 4947 \text{ kN} \\
 &= 2968,05 \text{ kN} \\
 3. V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\
 &= \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 3056 \times 414 \times 10^{-3} \\
 &= 2717 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\
 &= 0,60 \times 2717 \text{ kN} \\
 &= 1630 \text{ kN} \\
 V &= 163326 \text{ Kg} = 1633,3 \text{ kN} > 1630 \text{ kN} \text{ ----- (NO)} \\
 &\text{Karena } V > \phi V_c, \text{ maka tebal pilecap cukup, jadi tidak} \\
 &\text{diperlukan tulangan geser.}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.16 Gambar Kontrol Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe B

2. Geser Pons akibat tiang pondasi

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\ &= 500,0 - 75,0 - 11 \\ &= 414 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} b_o &= 4 (c + d) \\ &= 4 \times (800 + 414) \\ &= 4856 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom (β_c)

$$\beta_c = \frac{800}{800} = 1,00$$

- α_s = 40 (karena termasuk kolom bagian dalam)

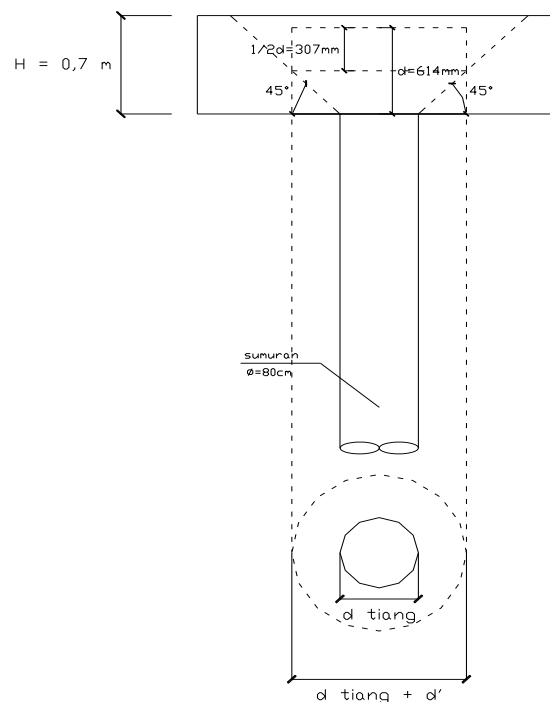
- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} 1. V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1,00} \times \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 4856 \times 414 \times 10^{-3} \\ &= 8635 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 8635 \text{ kN} \\ &= 5181,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. V_c &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c'} \right) \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{40 \times 414}{4856 \text{ mm}} + \sqrt{41,5} \right) \times 4856 \times 414 \\ &\quad \times 10^{-3} \\ &= 7524 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\
 &= 0,6 \times 7524 \text{ kN} \\
 &= 4514,34 \text{ kN} \\
 3. V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\
 &= \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 4856 \times 414 \times 10^{-3} \\
 &= 4317 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\
 &= 0,6 \times 4317 \text{ kN} \\
 &= 2590 \text{ kN} \\
 P_{max} = 163325,99 &= 1633,3 \text{ kN} < 2590 \text{ kN} \text{ ----- (OK)} \\
 \text{Karena } P_{max} < \phi V_c, &\text{ maka tebal pilecap cukup, jadi tidak} \\
 &\text{diperlukan tulangan geser}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.17 Gambar Kontrol Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe B

C. Perhitungan Penulangan Pilecap Pondasi Sumuran Tipe B

Penulangan arah X dan Y

- Mu : 52,264 tm = 52264 Kgm
- Mn : $\frac{Mu}{\phi} = \frac{52264 \times 10^4}{0,9}$
: 580714631 Nmm
- Lebar Poer (Bp) : 1,00 m
- Mutu Baja Ulir (fy) : 390 MPa
- Mutu Beton (fc') : 41,5 MPa
- Tebal selimut beton : 75 mm
- Tebal poer : 500 mm
- Tulangan pokok : D 22

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D 22

$$\begin{aligned}
 d &= h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ Diameter tulangan} \\
 &= 500 - 75 - \left(\frac{1}{2} \cdot D 22\right) \\
 &= 414 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d} \\
 &= \frac{580714631,1}{1000 \times 414^2} = 3,388
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\
 &= \frac{390 \text{ MPa}}{0,85 \times 41,5} = 11,056
 \end{aligned}$$

$$\rho_b = 0,85 \left[\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right] \times \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$\begin{aligned}
&= 0,85 \left[\frac{0,85 \times 41,5}{390} \right] \times \left[\frac{600}{600 + 390} \right] \\
&= 0,047 \\
\rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\
&= 0,75 \times 0,047 = 0,035 \\
\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
&= \frac{1,4}{390} = 0,00359 \\
\rho_{\text{ada}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\
&= \frac{1}{11,1} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,056 \times 3,388}{390}} \right] \\
&= 0,0092
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{syarat, } \rho_{\min} &\leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max} \\
0,00359 &< 0,0092 < 0,035
\end{aligned}$$

, maka digunakan $A_s = \rho_{\text{ada}} \times b \times d$

$$\begin{aligned}
A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{ada}} \times b \times d \\
&= 0,0092 \times 1000 \times 414,000 \\
&= 3788,27 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
n &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\
&= \frac{3788,27}{379,94} = 9,97 \approx 10
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{s_{\text{ada}}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\
&= 10 \times 379,94 \\
&= 3799,4
\end{aligned}$$

$$S = \frac{b - 2 \times \text{selimut beton}}{n - 1}$$

$$= \frac{1000,00 - 2 \times 75 \text{ mm}}{18 - 1} = \frac{850}{17} = 50,00$$

Digunakan tulangan pokok tarik/bawah D 22 - 50,00 mm

$$\begin{aligned} A_{s_{tkn}} &= 50\% \times A_{s_{perlu}} \\ &= 50\% \times 3788,271 \\ &= 1894,13538 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{s \text{ tekan}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\ &= \frac{1894,14}{379,94} = 4,99 = 5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{ada}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 5 \times 379,94 \\ &= 1899,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{b-2 \times \text{selimut beton}}{n-1} \\ &= \frac{1000,00 - 2 \times 75 \text{ mm}}{5 - 1} = \frac{850}{4} = 212,50 \end{aligned}$$

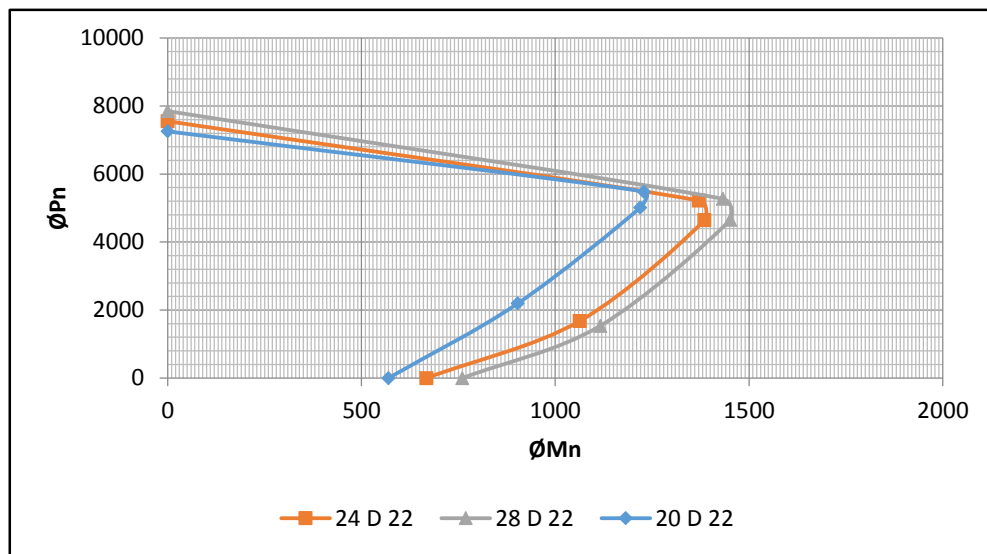
Digunakan tulangan pokok tekan/atas D 22 - 212,00 mm

D. Perhitungan Penulangan Tiang Pondasi Tipe A

Diketahui :

- Lebar pondasi luar (bluar) = 800 mm
- Lebar pondasi dalam (bdlm) = 400 mm
- Tulangan sengkang (Ø) = 10 mm
- Tulangan utama dipakai (D) = 22 mm
- Tebal selimut beton = 75 mm
- Kuat tekan beton (f'c) = 41,5 MPa
- Kuat leleh baja (fy) = 390 MPa
- β1 = 0,76

Dengan melakukan perhitungan seperti pada perhitungan tulangan tiang pondasi tipe A, maka didapatkan grafik yang menunjukkan tulangan untuk dipakai pada pondasi tipe B



Grafik 4.7 Grafik Interaksi Antara Pn dan Mn untuk Menentukan Tulangan Tiang Pondasi Tipe B

Jadi, untuk penulangan tiang pondasi tipe B menggunakan tulangan 20D22

4.2.2.2.2. Perhitungan Penulangan Spiral Pondasi Sumuran Tipe B

- Data Perencanaan

Pmax	= 163,32599 ton
Mutu Beton	= 41,5 MPa
Mutu Baja	= 390 MPa
D tulangan	= 22 mm
Diameter sengkang	= 10 mm
Diameter tiang	= 400 mm
Tebal selimut	= 75 mm

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \phi_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} D_{\text{pokok}} \\&= 75 + 10 + 11 \\&= 96,00 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= \text{Diameter pondasi} - (2 \times d') \\&= 400 \text{ mm} - 96 \text{ mm} \\&= 304,00 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Diameter inti tiang bor (D_c)

$$\begin{aligned}D_c &= D_{\text{tiang}} - (2 \times \text{selimut beton}) \\&= 400 \text{ mm} - (2 \times 75) \\&= 250 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Luas penampang inti bor (A_c)

$$\begin{aligned}A_c &= \left(\frac{1}{4} \times \pi D_c^2 \right) \\&= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 62500 \\&= 49062,50 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Luas penampang inti tiang bor

$$\begin{aligned} A_g &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2 \right) \\ &= \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2 \right) \\ &= 196250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,45 \times [A_g/A_c - 1] \times [f_c'/f_y] \\ &= 0,45 \times \left(\frac{196250}{49062,5} - 1 \right) \times \left(\frac{41,5}{390} \right) \\ &= 0,14365 \end{aligned}$$

- $V_c = 0$, apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847-2013 Pasal 21.5.4.2 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial} &< A_g \cdot f_c' / 20 \\ 163,326 \text{ N} &< 196250 \times 41,5 / 20 \\ 163,326 \text{ N} &< 407218,75 \text{ ----- (memenuhi)} \end{aligned}$$

karena $V_c > A_g \cdot f_c' / 20$ maka V_c akan dihitung dengan rumus sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14 \cdot A_g} \right) \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{163,326 \text{ N}}{14 \times 196250} \right) \times 1 \times \sqrt{41,5} \times 500 \times 304 \\ &= 166472,451 \text{ N} \end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.5 yaitu bahwa spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- $6 \times \text{diameter tulangan utama} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- 150 mm

Sedangkan menurut SNI 2847-2013 Pasal 7.10.4.3 spasi bersih antar spiral harus berada dalam syarat berikut :

$$\begin{aligned} 25 \text{ mm} + D \text{ tul utama} &< S < 75 \text{ mm} + D \text{ tul utama} \\ 25 \text{ mm} + 22 \text{ mm} &< S < 75 \text{ mm} + 22 \text{ mm} \\ 47 \text{ mm} &< S < 97 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D 10 dengan spasi 90 mm

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{157,14 \times 390 \times 304}{90} \\ &= 207009,524 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9

$$\begin{aligned} V_s &\leq 0,66 \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\ V_s &\leq 0,66 \sqrt{41,5} \times 500 \times 304 \\ 207009,524 \text{ N} &\leq 646266,392 \text{ N} \text{ ----- } \textbf{OK} \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned} \phi (V_s + V_c) &= 0,75 [207009,524 + 166472,451] \\ &= 280111,481 \text{ N} > V_u = 47999,700 \text{ N} \text{ ----- } \textbf{OK} \end{aligned}$$

Jadi untuk penulangan geser di luar sendi plastis dipasang tulangan geser

$$2 \text{ kaki } \emptyset 10 - 90$$

4.2.3. Perencanaan Pondasi Sumuran Tipe C

Data perencanaan pondasi sumuran

- Gaya Vertikal (V) : 102068,41 Kg
- Momen Arah X (Mx) : 3883,54 Kg
- Momen Arah Y (My) : -10,82 Kg
- Mutu Beton (fc') : 41,50 MPa
- Mutu Baja Ulir (fy) : 390,00 MPa
- Kedalaman Pondasi : 600 cm
- Panjang Pondasi (Df) : 550 cm
- Diameter luar (B_{luar}) : 80 cm
- Diameter dalam (B_{dalam}) : 40 cm
- Tebal selimut : 7,5 cm
- Tebal poer (Hp) : 50 cm
- Lebar poer (Bp) : 180 cm
- Luas Penampang Luar(A1) : $\frac{1}{4} \pi D^2$
: $\frac{1}{4} 3,14 \cdot 0,8^2 = 0,502 \text{ m}^2$
- Luas Penampang Dalam (A2) : $\frac{1}{4} \pi D^2$
: $\frac{1}{4} 3,14 \cdot 0,4^2 = 0,126 \text{ m}^2$
- Luas Penampang Ag : Luas A1-Luas A2
: $0,502 \text{ m}^2 - 0,126 \text{ m}^2$
: $0,377 \text{ m}^2$

4.2.3.1. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Sumuran Tipe C

4.2.3.1.1. Perhitungan Daya Dukung Aksial

- Daya dukung ujung pondasi

$$\begin{aligned} Q_p &= \left(\frac{1}{3} \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \right) \times A_g \\ &= \left(\frac{1}{3} \times 23,4 \times 125,2 \right) + \left(1,93 \times 5,5 \times 116,8 \right) \\ &\quad + \left(0,30 \times 1,93 \times 0,8 \times 193,8 \right) \times 0,377 \\ &= 869,63 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Berat pile cap (W_1)

$$\begin{aligned} W_1 &= \text{panjang} \times \text{lebar} \times \text{tinggi} \times \text{bj.beton} \\ &= 1,80 \times 1,80 \times 0,5 \times 2400 \\ &= 3888 \text{ Kg} = 3,89 \text{ t} \end{aligned}$$

- Berat sendiri pondasi (W_2)

$$\begin{aligned} W_2 &= \frac{1}{4}\pi (D_{\text{luar}}^2 - D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times \text{bj.beton} + \frac{1}{4}\pi D_{\text{dalam}}^2 \times D_f \times \text{bj.cyclop} \\ &= \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times (0,8^2 - 0,4^2) \times 5,50 \times 2400 \right) + \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,4^2 \times 5,5 \times 1800 \right) \\ &= 4973,76 + 1243,44 = 6217,200 \text{ Kg} = 6,22 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Daya dukung pondasi sumuran

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - W_1 - W_2 \\ &= 869,63 - 3,89 - 6,22 = 859,53 \text{ t} \end{aligned}$$

- Daya dukung ijin pondasi sumuran

$$\begin{aligned} Q_a &= Q_u / 2,5 \\ &= \frac{859,5}{2,5} = 343,810 \text{ t} \end{aligned}$$

- Kontrol Daya Dukung Pondasi Terhadap Beban

$$\begin{aligned} \sum V_u &= \text{Beban struktur atas (P)} + W_1 + W_2 \\ &= 102,068 + 3,89 + 6,22 \\ &= 112,174 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{\sum V_u}{Q_a} \\ &= \frac{112,17}{343,81} = 0,32627 \approx 1 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Kontrol : } \sum V_u < Q_a = 112,17 < 343,810 \quad (OK)$$

4.2.3.1.2. Perhitungan Daya Dukung Lateral

- Penentuan Kriteria Tiang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \times \sqrt{(f' c)} \\ &= 4700 \times \sqrt{41,5} \\ &= 30277,63 \text{ N/mm}^2 \\ &= 302776,32 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_p &= 1/64 \times \pi \times D^4 \\ &= 1/64 \times \pi \times 80^4 \\ &= 100250 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Nilai rata-rata N SPT dari data SPT di sepanjang tiang akan dihitung sebagai berikut :

Tabel 4.22 Nilai N_{SPT} di sepanjang tiang pondasi tipe C

Kedalaman (m)	N _{SPT}
1,5	4,9
2	7,2
2,5	9,4
3	11,7
3,5	15,3
4	21,1
4,5	26,8
5	32,6
5,5	36,5
6	37,8
Σ N_{SPT}	203

$$N = \frac{\Sigma N_{SPT} \text{ rata-rata}}{10}$$

$$= \frac{203}{10} = 20,32$$

Karena nilai rata-rata N SPT dari data SPT di sepanjang tiang adalah : 20,32

Sehingga, bila dilihat dalam tabel berikut:

Tabel 4.23 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir dengan Nilai N_{SPT} di sepanjang tiang pondasi tipe C

Kepadatan	Dr	N_{SPT}
Sangat lepas	< 0.15	< 4
Lepas	0.15 - 0.35	4 - 10
Padat lepas	0.35 - 0.65	10 - 30
Padat	0.65 - 0.85	30 - 50
Padat sedang	0.85 - 1.00	> 50

Nilai 20,32 termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 0,35 - 0,65.

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$N_1 = 10,00 \text{ untuk } Dr_1 = 0,35$$

$$N_2 = 30,00 \text{ untuk } Dr_2 = 0,65$$

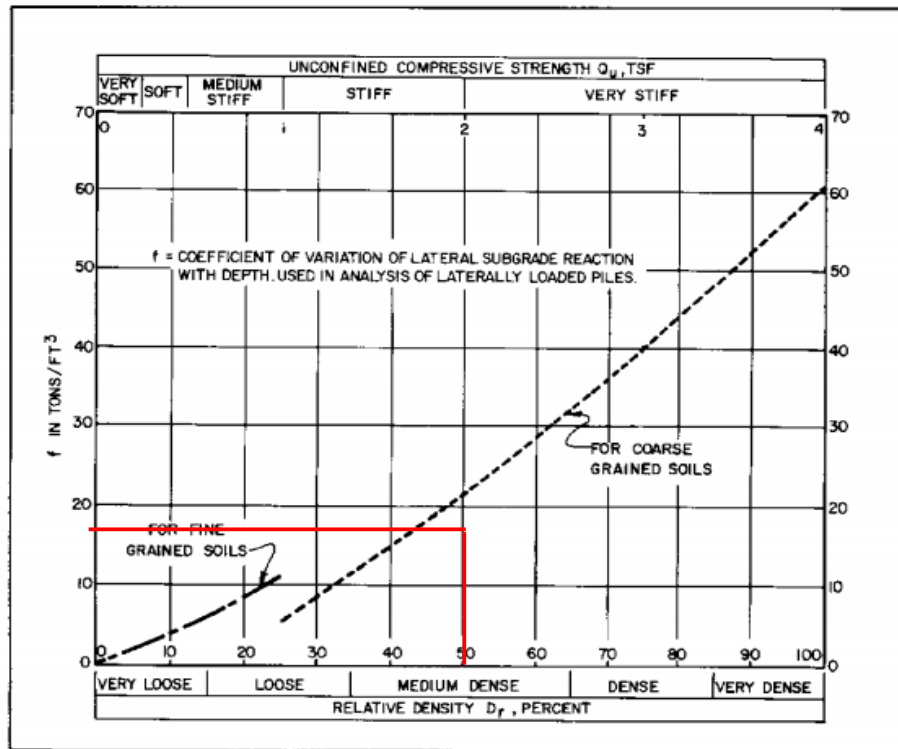
diinterpolasi sebagai berikut :

$$Dr = Dr_1 + \frac{\left[\begin{array}{c} N \\ N_2 - N_1 \end{array} \right]}{\left[\begin{array}{c} N \\ N_2 - N_1 \end{array} \right]} \times (Dr_2 - Dr_1)$$

$$= 0,35 + \frac{\left[\begin{array}{c} 20,32 \\ 30,00 - 10,00 \end{array} \right]}{\left[\begin{array}{c} 30,00 - 10,00 \end{array} \right]} \times (0,65 - 0,35)$$

$$= 0,504752632 = 50,48 \%$$

Sementara untuk nilai $Dr = 50,48 \%$ akan dimasukkan dalam tabel berikut :



Grafik 4.8 Grafik Hubungan η_h dengan Kepadatan Relatif (D_r) Tanah Pasir Pondasi Tipe C

Menurut grafik diatas didapat nilai $\eta_h = 23 \text{ ton/ft}^3 = 0,812 \text{ kg/cm}^3$

$$\begin{aligned}
 T &= \sqrt[5]{(5 \cdot E_p \cdot I_p) / \eta_h} \\
 &= \sqrt[5]{\frac{302776,3 \times 100250,00}{0,812}} \\
 &= 130,17 \text{ cm} = 1,30 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga bila dimasukkan dalam syarat: $L \geq 4 T$ dan $6 \geq 5,207$

Maka dapat digolongkan termasuk jenis tiang panjang (Elastis).

Untuk mencari nilai beban lateral, ada beberapa parameter yang harus dicari menggunakan tabel korelasi sebagai berikut:

- Nilai γ (Berat Jenis)

Nilai kepadatan relatif (Dr) yaitu 50,48 % diinputkan dalam tabel:

Tabel 4.23 Tabel Korelasi Nilai SPT dengan Berat Jenis di sepanjang tiang pondasi tipe C

Compactness	Relative Density (%)	SPT N (blows per ft)	Angle of Internal Friction (deg)	Unit Weight	
				Moist (pcf)	Submerged (pcf)
Very Loose	0-15	0-4	<28	<100	<80
Loose	16-35	5-10	28-30	95-125	55-85
Medium	36-65	11-30	31-38	110-130	60-70
Dense	66-85	31-50	37-41	110-140	65-85
Very Dense	86-100	>51	>41	>130	>75

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$Dr_1 = 36,00 \text{ untuk } \gamma_1 = 110$$

$$Dr_2 = 65,00 \text{ untuk } \gamma_2 = 130$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \gamma &= \gamma_1 + \left[\frac{Dr - Dr_1}{Dr_2 - Dr_1} \right] \times (\gamma_2 - \gamma_1) \\
 &= 110 + \left[\frac{50,48 - 36,000}{65,000 - 36,000} \right] \times (130 - 110) \\
 &= 119,98 \text{ Pcf} = 1,92 \text{ ton/m}^3
 \end{aligned}$$

- Nilai ϕ (Sudut Geser)

Nilai kepadatan relatif (Dr) yaitu 0,5048 diinputkan dalam tabel:

Tabel 4.25 Korelasi Nilai SPT dengan Dr , qc , dan ϕ

Kepadatan	Dr	N_{SPT}	qc	ϕ
Sangat lepas	< 0.15	< 4	< 20	< 30
Lepas	0.15 - 0.35	4 - 10	20 - 40	30 - 45
Padat lepas	0.35 - 0.65	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Padat	0.65 - 0.85	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Padat sedang	0.85 - 1.00	> 50	> 200	> 45

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$Dr_1 = 0,35 \text{ untuk } \phi_1 = 35$$

$$Dr_2 = 0,65 \text{ untuk } \phi_2 = 40$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \phi &= \phi_1 + \frac{\left[\begin{array}{cc} Dr & - \\ Dr_2 & - \end{array} \begin{array}{c} Dr_1 \\ Dr_1 \end{array} \right]}{\left[\begin{array}{cc} 0,50 & - \\ 0,650 & - \end{array} \begin{array}{c} 0,350 \\ 0,350 \end{array} \right]} \times \left[\begin{array}{cc} \phi_2 & - \\ 40 & - \end{array} \begin{array}{c} \phi_1 \\ 35 \end{array} \right] \\ \phi &= 35 + \frac{\left[\begin{array}{cc} 0,50 & - \\ 0,650 & - \end{array} \begin{array}{c} 0,350 \\ 0,350 \end{array} \right]}{\left[\begin{array}{cc} 0,650 & - \\ 0,650 & - \end{array} \begin{array}{c} 0,350 \\ 0,350 \end{array} \right]} \times \left[\begin{array}{cc} 40 & - \\ 40 & - \end{array} \begin{array}{c} 35 \\ 35 \end{array} \right] \\ &= 37,58^\circ \end{aligned}$$

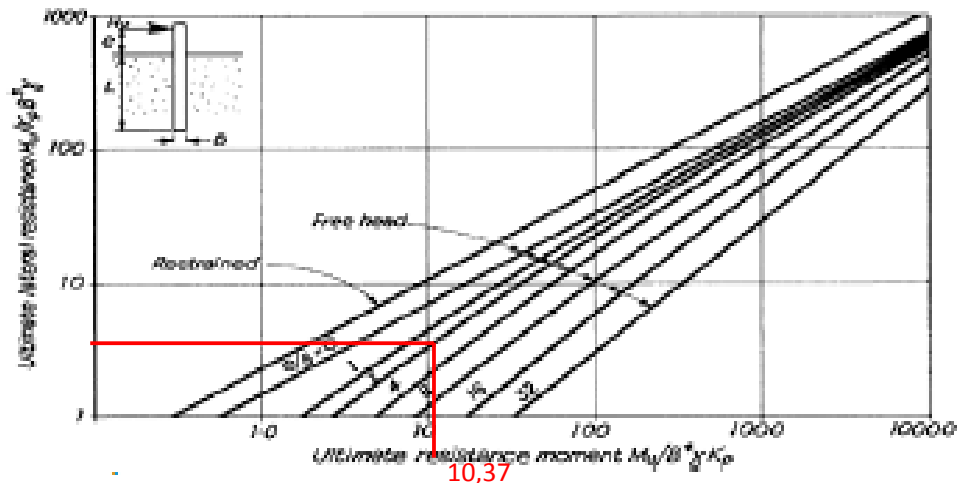
- Nilai Kp

$$\begin{aligned} Kp &= \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \\ &= \tan^2 (45^\circ + \frac{37,58^\circ}{2}) \\ &= 2,031 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai diatas akan didapatkan nilai berikut:

$$\begin{aligned} \frac{Mu}{B^4 \cdot \gamma \cdot K_p} &= \frac{1/8 \times q \times L^2}{0,8^4 \times 1,92 \times 2,031} \\ &= \frac{1/8 \times 6,217 \times 6^2}{0,8^4 \times 1,92 \times 2,031} \\ &= 17,50 \text{ ton m} \end{aligned}$$

Jika nilai Mu dimasukkan dalam grafik:



Grafik 4.9 Hubungan $M_u/B4.\gamma.K_p$ dan $H_u/K_p. B3.\gamma$ Pondasi Tipe C

Maka akan mendapatkan nilai $H_u/K_p.B^3.\gamma$ yaitu : 10,000 Sehingga didapat:

$$\begin{aligned} X_o &= 0,82 \times \left(\frac{H_u}{\gamma \cdot B \cdot K_p} \right)^{0.5} \\ &= 0,82 \times \left(10 \right)^{0.5} \\ &= 2,593 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_u &= \frac{2 \times M_u}{e + 0,67 \cdot X_o} \\ &= \frac{2 \times 27,98}{0 + 0,67 \times 2,59307} \\ &= 32,207 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung lateral yang diizinkan adalah:

$$\begin{aligned} H_{u_a} &= \frac{H_u}{2,5} \\ &= \frac{32,207}{2,5} = 12,883 \text{ ton} \end{aligned}$$

Nilai F_x dari ETABS adalah : 4799,970 kg = 4,800 ton

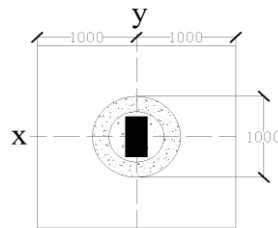
$F_x = 4,800 \text{ ton} < 12,883 \text{ ton} \dots\dots\dots (OK)$

4.2.3.2. Perhitungan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe C

4.2.3.2.1. Perhitungan Penulangan Pokok Pondasi Sumuran Tipe C

A. Pondasi Sumuran yang Menerima Gaya Eksentrisitas

$$P_{\max, \min} = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$



Gambar 4.18 Gambar Pondasi Sumuran yang Menerima Gaya Eksentrisitas Pondasi Tipe C

Data Perhitungan Beban Maksimum:

- Gaya Vertikal (V) : 102,068 ton
- Momen Arah X (Mx) : 3,884 ton
- Momen Arah Y (My) : -0,01 ton
- jarak x max : 0,00 m
- jarak x min : 0,00 m
- jarak y max : 0,00 m
- jarak y min : 0,00 m
- n : 1 buah

Jumlah kuadrat absis-absi tiang

$$\begin{aligned} \sum x^2 &= (0,00^2) + (-0,00^2) = 0,00 \text{ m}^2 \\ \sum y^2 &= (0,00^2) + (-0,00^2) = 0,00 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

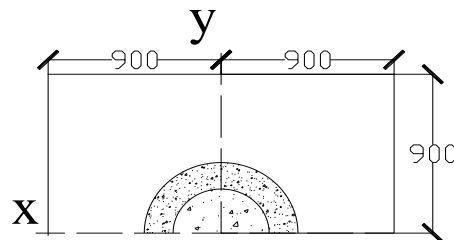
Perhitungan momen arah x dan y

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang jepit pada bagian sisinya, dari tabel 4.5 (pelat : stigel/wipel : 209) didapat nilai M_{ye} .

Tabel 4.26 Tabel Pelat : Stigel/wipel untuk Pondasi Tipe C

z/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
M_{xe}	0,32	0,31	0,3	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang sumuran:



Gambar 4.19 Gambar Momen Yang Terjadi Akibat Reaksi Tiang Pada Pondasi Tipe C

Mencari beban pada tiang :

$$\sum x^2 = (0,00^2) + (-0,00^2) = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = (0,00^2) + (-0,00^2) = 0,00 \text{ m}^2$$

Sehingga,

$$P_{\max} = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

$$= \frac{112,17}{1} \pm \frac{0}{0} \pm \frac{0}{0} = 112,17 \text{ ton}$$

$$P_{\max} = 112,17 \text{ ton}$$

$$M_{ye} = 0,32 \text{ m}$$

$$M_u = P_{\max} \times M_{xe}$$

$$= 112,17 \times 0,32$$

$$= 35,896 \text{ tm}$$

B. Perhitungan Kontrol Geser Pons

Kontrol Geser Pons Pondasi Tipe C

1. Geser Pons akibat kolom

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\&= 500,0 - 75,0 - 11 \\&= 414 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}b_o &= 2 (c + d) + 2 (b + d) \\&= 2 \times (400 + 414) + 2 \times (300 + 414) \\&= 3056 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom (β_c)

$$\beta_c = \frac{40}{30} = 1,33$$

- α_s = 40 (karena termasuk kolom bagian dalam)

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}1. V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \sqrt{\frac{f_c'}{3}} \times b_o \times d \\&= 1 + \frac{2}{1,33} \times \sqrt{\frac{41,5}{3}} \times 3056 \times 414 \times 10^{-3} \\&= 4076 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\&= 0,6 \times 4076 \text{ kN} \\&= 2445,71 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}2. V_c &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c'} \right) \times b_o \times d \\&= \frac{1}{12} \times \left(\frac{40 \times 414}{3056 \text{ mm}} + \sqrt{41,5} \right) \times 3056 \times 414 \\&\quad \times 10^{-3} \\&= 4947 \text{ kN}\end{aligned}$$

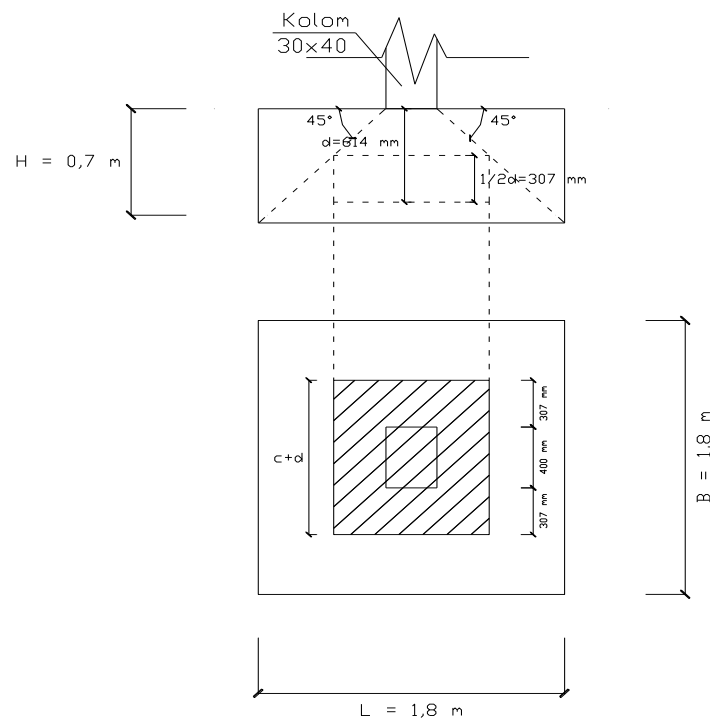
$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 4947 \text{ kN} \\ &= 2968,05 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}3. V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 3056 \times 414 \times 10^{-3} \\ &= 2717 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,60 \times 2717 \text{ kN} \\ &= 1630 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$V = 112174 \text{ Kg} = 1121,7 \text{ kN} < 1630 \text{ kN} \text{ ----- (OK)}$$

Karena $V < \phi V_c$, maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.



Gambar 4.20 Gambar Kontrol Geser Pons Akibat Kolom Pondasi Tipe C

2. Geser Pons akibat tiang pondasi

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\ &= 500,0 - 75,0 - 11 \\ &= 414 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} b_o &= 4 (c + d) \\ &= 4 \times (800 + 414) \\ &= 4856 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom (β_c)

$$\beta_c = \frac{800}{800} = 1,00$$

- α_s = 40 (karena termasuk kolom bagian dalam)

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} 1. V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \sqrt{\frac{f_c'}{3}} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1,00} \times \sqrt{\frac{41,5}{3}} \times 4856 \times 414 \times 10^{-3} \\ &= 8635 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 8635 \text{ kN} \\ &= 5181,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. V_c &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c'} \right) \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{40 \times 414}{4856 \text{ mm}} + \sqrt{41,5} \right) \times 4856 \times 414 \\ &\quad \times 10^{-3} \\ &= 7524 \text{ kN} \end{aligned}$$

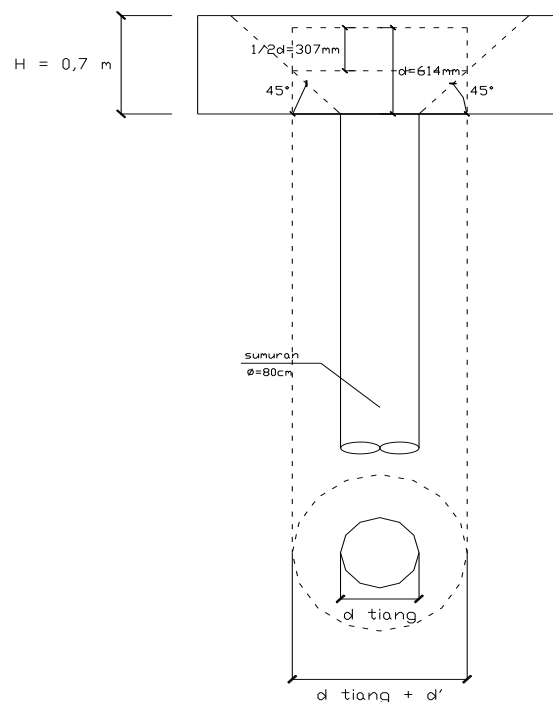
$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 7524 \text{ kN} \\ &= 4514,34 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}3. V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{41,5}}{3} \times 4856 \times 414 \times 10^{-3} \\ &= 4317 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 4317 \text{ kN} \\ &= 2590 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$P_{max} = 112173,61 = 1121,7 \text{ kN} < 2590 \text{ kN} \text{ ----- (OK)}$$

Karena $P_{max} < \phi V_c$, maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser



Gambar 4.21 Gambar Kontrol Geser Pons Akibat Tiang Pondasi Tipe C

C. Perhitungan Penulangan Pilecap Pondasi Sumuran Tipe C

Penulangan arah X dan Y

- Mu : 35,896 tm = 35896 Kgm
- Mn : $\frac{Mu}{\phi} = \frac{35896 \times 10^4}{0,9}$
: 398839502 Nmm
- Lebar Poer (Bp) : 1,00 m
- Mutu Baja Ulir (fy) : 390 MPa
- Mutu Beton (fc') : 41,5 MPa
- Tebal selimut beton : 75 mm
- Tebal poer : 500 mm
- Tulangan pokok : D 22

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D 22

$$\begin{aligned} d &= h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ Diameter tulangan} \\ &= 500 - 75 - \left(\frac{1}{2} \cdot D 22 \right) \\ &= 414 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d} \\ &= \frac{398839502,2}{1000 \times 414^2} = 2,327 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{390 \text{ MPa}}{0,85 \times 41,5} = 11,056 \end{aligned}$$

$$\rho_b = 0,85 \left[\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right] \times \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$\begin{aligned}
&= 0,85 \left[\frac{0,85 \times 41,5}{390} \right] \times \left[\frac{600}{600 + 390} \right] \\
&= 0,047 \\
\rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\
&= 0,75 \times 0,047 = 0,035 \\
\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
&= \frac{1,4}{390} = 0,00359 \\
\rho_{\text{ada}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\
&= \frac{1}{11,1} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,056 \times 2,33}{390}} \right] \\
&= 0,0062
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{syarat, } \rho_{\min} &\leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max} \\
0,00359 &< 0,0062 < 0,035
\end{aligned}$$

, maka digunakan $A_s = \rho_{\text{ada}} \times b \times d$

$$\begin{aligned}
A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{ada}} \times b \times d \\
&= 0,0062 \times 1000 \times 414,000 \\
&= 2557,55 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
n &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\
&= \frac{2557,55}{379,94} = 6,73 \approx 7
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{s_{\text{ada}}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\
&= 7 \times 379,94 \\
&= 2659,58
\end{aligned}$$

$$S = \frac{b - 2 \times \text{selimut beton}}{n - 1}$$

$$= \frac{1000,00 - 2 \times 75 \text{ mm}}{13 - 1} = \frac{850}{12} = 73,28$$

Digunakan tulangan pokok tarik/bawah D 22 - 73,00 mm

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{tkn}}} &= 50\% \times A_{s_{\text{perlu}}} \\ &= 50\% \times 2557,546 \\ &= 1278,773242 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{s \text{ tekan}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\ &= \frac{1278,77}{379,94} = 3,37 = 4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{ada}}} &= n \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 4 \times 379,94 \\ &= 1519,76 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{b-2 \times \text{selimut beton}}{n-1} \\ &= \frac{1000,00 - 2 \times 75 \text{ mm}}{4 - 1} = \frac{850}{3} = 283,33 \end{aligned}$$

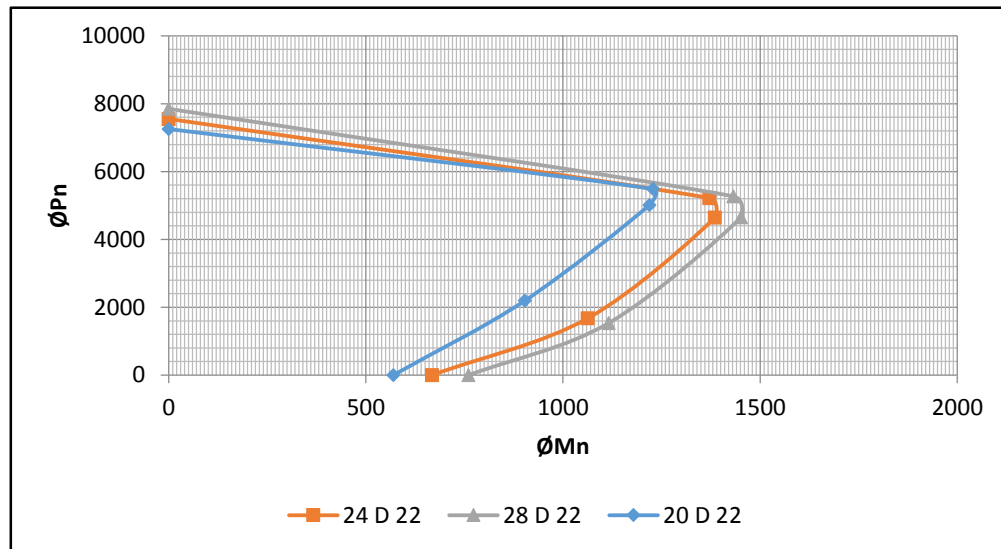
Digunakan tulangan pokok tekan/atas D 22 - 283,00 mm

D. Perhitungan Penulangan Tiang Pondasi Tipe A

Diketahui :

- Lebar pondasi luar (bluar) = 800 mm
- Lebar pondasi dalam (bdlm) = 400 mm
- Tulangan sengkang (Ø) = 10 mm
- Tulangan utama dipakai (D) = 22 mm
- Tebal selimut beton = 75 mm
- Kuat tekan beton (f'c) = 41,5 MPa
- Kuat leleh baja (fy) = 390 MPa
- β1 = 0,76

Dengan melakukan perhitungan seperti pada perhitungan tulangan tiang pondasi tipe A, maka didapatkan grafik yang menunjukkan tulangan untuk dipakai pada pondasi tipe C



Grafik 4.7 Grafik Interaksi Antara P_n dan M_n untuk Menentukan Tulangan Tiang Pondasi Tipe B

Jadi, untuk penulangan tiang pondasi tipe C menggunakan tulangan 20D22

4.2.3.2.2. Perhitungan Penulangan Spiral Pondasi Sumuran Tipe C

- Data Perencanaan

Pmax	= 112,17361 ton
Mutu Beton	= 41,5 MPa
Mutu Baja	= 390 MPa
D tulangan	= 22 mm
Diameter sengkang	= 10 mm
Diameter tiang	= 400 mm
Tebal selimut	= 75 mm

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \phi_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} D_{\text{pokok}} \\&= 75 + 10 + 11 \\&= 96,00 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= \text{Diameter pondasi} - (2 \times d') \\&= 400 \text{ mm} - 96 \text{ mm} \\&= 304,00 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Diameter inti tiang bor (D_c)

$$\begin{aligned}D_c &= D_{\text{tiang}} - (2 \times \text{selimut beton}) \\&= 400 \text{ mm} - (2 \times 75) \\&= 250 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Luas penampang inti bor (A_c)

$$\begin{aligned}A_c &= \left(\frac{1}{4} \times \pi D_c^2 \right) \\&= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 62500 \\&= 49062,50 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Luas penampang inti tiang bor

$$\begin{aligned} A_g &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2 \right) \\ &= \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2 \right) \\ &= 196250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,45 \times [A_g/A_c - 1] \times [f_c'/f_y] \\ &= 0,45 \times \left(\frac{196250}{49062,5} - 1 \right) \times \left(\frac{41,5}{390} \right) \\ &= 0,14365 \end{aligned}$$

- $V_c = 0$, apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847-2013 Pasal 21.5.4.2 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial} &< A_g \cdot f_c / 20 \\ 112,174 \text{ N} &< 196250 \times 41,5 / 20 \\ 112,174 \text{ N} &< 407218,75 \text{ ----- (memenuhi)} \end{aligned}$$

karena $V_c > A_g \cdot f_c / 20$ maka V_c akan dihitung dengan rumus sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14 \cdot A_g} \right) \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{112,174 \text{ N}}{14 \times 196250} \right) \times 1 \times \sqrt{41,5} \times 500 \times 304 \\ &= 166469,352 \text{ N} \end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.5 yaitu bahwa spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- $6 \times \text{diameter tulangan utama} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- 150 mm

Sedangkan menurut SNI 2847-2013 Pasal 7.10.4.3 spasi bersih antar spiral harus berada dalam syarat berikut :

$$\begin{aligned} 25 \text{ mm} + D \text{ tul utama} &< S < 75 \text{ mm} + D \text{ tul utama} \\ 25 \text{ mm} + 22 \text{ mm} &< S < 75 \text{ mm} + 22 \text{ mm} \\ 47 \text{ mm} &< S < 97 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D 10 dengan spasi 90 mm

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{157,14 \times 390 \times 304}{90} \\ &= 207009,524 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9

$$\begin{aligned} V_s &\leq 0,66 \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\ V_s &\leq 0,66 \sqrt{41,5} \times 500 \times 304 \\ 207009,524 \text{ N} &\leq 646266,392 \text{ N} \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned} \phi (V_s + V_c) &= 0,75 [207009,524 + 166469,352] \\ &= 280109,157 \text{ N} > V_u = 47999,700 \text{ N} \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

Jadi untuk penulangan geser di luar sendi plastis dipasang tulangan geser

$$2 \text{ kaki } \emptyset 10 - 90$$

BAB V

PENUTUP

5.1 Hasil Analisa

Dari hasil analisa perhitungan perencanaan pondasi sumuran pada Bangunan Ruko Proyek Puncak Central Business Distrisct Surabaya, didapatkan hasil perencanaan sebagai berikut:

Tabel 5.1 Tabel Hasil Perencanaan Pondasi Tipe A, B dan C

No.	Perhitungan	TIPE A	TIPE B	TIPE C
1	P.total	322,568 t	163,326 t	112,174 t
2	P.max	322,568 t	163,326 t	112,174 t
3	Diameter tiang luar	1000 mm	800 mm	800 mm
4	Diameter tiang dalam	600 mm	400 mm	400 mm
5	Kedalaman Pondasi	6000 mm	6000 mm	6000 mm
6	Jumlah pondasi	1 buah	1 buah	1 buah
7	Daya Dukung	450,501 t	343,810 t	343,810 t
8	Pile Cap			
	• panjang	2000 mm	1800 mm	1800 mm
	• lebar	2000 mm	1800 mm	1800 mm
	• tebal	750 mm	500 mm	500 mm
9	Tulangan Pile Cap			
	• Tarik	26-D22-34	18-D22-50	13-D22-70
	• Tekan	14-D22-140	9-D22-200	8-D22-280
10	Tulangan Pondasi	24-D22	20-D22	20-D22
11	Tulangan Spiral	ø 10-90	ø 10-90	ø 10-90

5.2 Kesimpulan

Dari rumusan masalah yang ada dapat disimpulkan bahwa dari analisa perhitungan perencanaan pondasi sumuran pada Bangunan Ruko Proyek Puncak Central Business District Surabaya, didapat pondasi sumuran yang aman dengan hasil perencanaan sebagai berikut:

1. Dimensi pada masing-masing pondasi sumuran menyesuaikan dengan beban yang ditahan yaitu untuk tipe A dengan beban berat sebesar 322,568 ton, untuk tipe B dengan beban sedang 162,326 ton, untuk tipe C dengan beban ringan 112,174 ton. Untuk pondasi A menggunakan dimensi luar $\varnothing 1000$ mm dan dimensi dalam $\varnothing 600$ mm. Untuk pondasi tipe B dan C menggunakan dimensi luar $\varnothing 800$ mm dan dimensi dalam $\varnothing 400$ mm. Kedalaman untuk ketiga pondasi yaitu 6000 mm.
2. Daya dukung pondasi sumuran lebih besar dari beban maksimum yang diterima yaitu, untuk pondasi tipe A yaitu $Q_u = 450,501$ ton, untuk pondasi tipe B dan C yaitu $Q_u = 343,810$ ton.
3. Berdasarkan hasil perhitungan untuk pondasi tipe A pile cap mempunyai tulangan tarik arah x dan y sama yaitu 26D22-34 dan tekan arah x dan y juga sama yaitu 14D22-140. Tulangan pokok pondasi sumuran yaitu 24D22, dan tulangan spiralnya $\varnothing 10-90$. Untuk pondasi tipe B pile cap mempunyai tulangan tarik arah x dan y sama yaitu 18D22-50 dan tekan arah x dan y juga sama yaitu 9D22-200. Tulangan pokok pondasi sumuran yaitu 20D22, dan tulangan spiralnya $\varnothing 10-90$. Untuk pondasi tipe C pile cap mempunyai tulangan tekan arah x dan y sama yaitu 13D22 dan trik arah x dan y juga sama

yaitu 8D22-280. Tulangan pokok pondasi sumuran yaitu 20D22, dan tulangan spiralnya $\phi 10-90$.

5.3 Saran

1. Dalam merencanakan pondasi data yang digunakan harus lengkap, setidaknya mempunyai data tanah laboratorium dan data tanah hasil boring (SPT), agar perencanaan lebih tepat
2. Dalam merencanakan pondasi harus mempertimbangkan jenis yang paling tepat untuk gedung dan kondisi tanah pada daerah tersebut.

DAFTAR PUSTAKA

- Rahardjo. 1997. *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*. Bandung : GCC Universitas Katolik Parahyangan
- Pamungkas, Anugrah., Erny Harianti. 2013. *Desain Pondasi Tahan Gempa*. Yogyakarta : Penerbit Andi.
- Asiyanto. 2007. *Metode Konstruksi untuk Pekerjaan Fondasi*. Jakarta. Penerbit Universitas Indonesia
- Badan Standartisasi Nasional. 2008. SNI 4153-2008 *Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan SPT*. Jakarta : BSN
- Sosarodarsono, Suyono., Kazuto Nakazawa. 1983. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta : Pradnya Paramita
- Christady Hardiyantmo, Hary 2006. *Analisa dan Perencanaan Fondasi II Cetakan ke Tiga*. Yogyakarta : Beta Offset